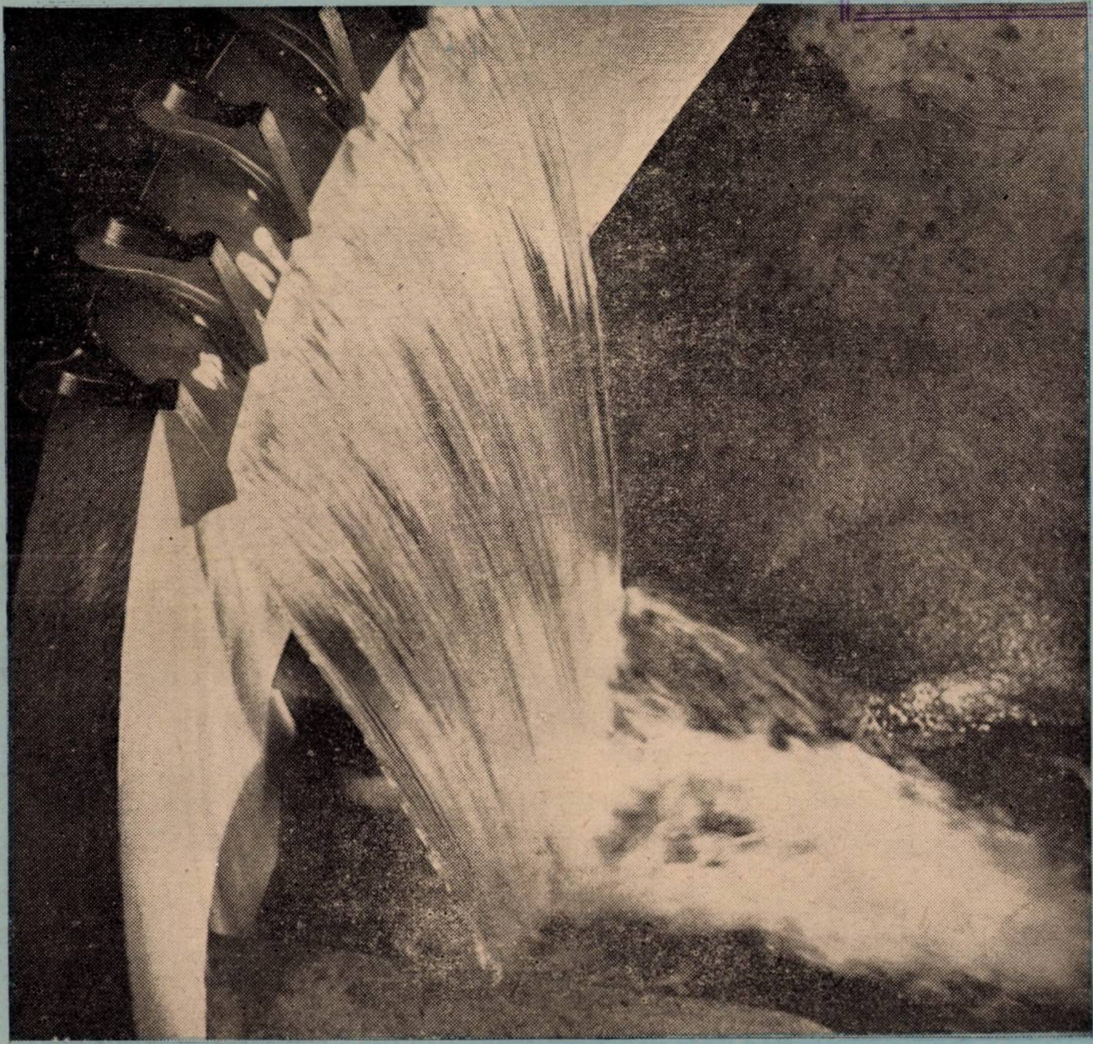
E 1687

KAT

HIDROTEHNICA

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

Institut. de Documentare Tehnică
BUCUREȘTI
ОБМЕН - CSERE
VYMENA - WYMIANA
TAUSCH - СМЕНА



1

Ianuarie-februarie-martie

• AMENAJAREA ȘI GOSPODĂRIREA APELOR • AMELIORAȚII • HIDROENERGETIC

• CĂI NAVIGABILE ȘI PORTURI • ALIMENTĂRI CU APĂ. CANALIZĂRI

1956

Nr. 1
Ianuarie-februarie-martie

HIDROTEHNICA

1956
Apare trimestrial

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

COMITETUL DE REDACȚIE

Prof. dr. ing. **Mateescu C.** redactor responsabil, prof. dr. ing. **Bărglăzan A.**, prof. ing. **Blidaru V.**, conf. ing. **Boisnard J.**, conf. ing. **Cioc D.**, conf. ing. **Diaconu Alex.**, prof. ing. **Gheorghiu I. M.**, conf. ing. candidat în șt. tehn. **Kahan M.**, ing. **Lateș M.**, prof. ing. **Lehr H.**, conf. ing. **Manoliu I.** conf. ing. **Melzer A.**, prof. ing. **Nicolau P.**, prof. dr. ing. **Pavel D.**, conf. ing. **Prișcu R.**, conf. ing. **Trofin P.**, ing. **Wisner P.**, ing. **Zaharescu E.**

SUMAR

***: Cuvînt înainte 1
D. PAVEL: Uzine fluviale de vîrf sau de bază. 2
A. MELZER: Problemele mișcării apei subterane în legătură cu dimensionarea captărilor de apă. 7
M. KAHAN, GH. MARINESCU și C. IAMANDI: Studiul hidraulic al unei stavile-clapetă articulată într-un prag de fund. 14
D. CIOC: Calculul distanțelor de protecție sanitară la captările prin puțuri. 23
E. D. DECIU: Determinarea diametrului conductei de refulare a stațiilor de pompare. . . . 32
M. KAHAN: Bilanțul energetic al mișcării în suspensie a aluviunilor. 35
A. NISSIM și E. JUSTER: In legătură cu alegerea tipului de beton pentru construcțiile masive hidrotehnice. 40

CRONICA

C. MATEESCU: Congresul hidrografic de la Budapesta, 1955. 45
A. STEOPOE: Conferința internațională de hidrobeton, Praga 22—25.XI.1955. 49
A. STEOPOE: Unele probleme privitoare la adaosurile și agregatele pentru hidrobetoane. 52
M. LATEȘ: Consfătuirea Academiei de Științe a Uniunii Sovietice în problema modelării cursurilor de apă. 55

DOCUMENTARE — RECENZII
DIN ACTIVITATEA ASIT

SOMMAIRE

***: Avant-propos. 1
D. PAVEL: Usines fluviales du sommet et base. 2
A. MELZER: Problèmes du mouvement de l'eau souterraine en liaison avec la détermination des dimensions des captations d'eau . . 7
M. KAHAN, GH. MARINESCU et C. IAMANDI: Etude hydraulique d'une vanne-clapet articulée par un seuil de fond. 14
D. CIOC: Calcul des distances de protection sanitaire aux captations par puits. . . 32
E. D. DECIU: Détermination du diamètre de la conduite de refoulement des stations de pompage. 32
M. KAHAN: Bilan énergétique du mouvement en suspension des alluvions. 35
A. NISSIM et E. JUSTER: Au sujet du choix du type de béton pour les constructions massives hydrotechniques. 40

CHRONIQUE

C. MATEESCU: Congrès hydrographique de Budapest, 1955. 45
A. STEOPOE: Conférence internationale du hydro-béton, Prague, du 22 au 25 novembre, 1955. 49
A. STEOPOE: Certains problèmes concernant les additions et les agrégats pour hydro-bétons. 52
M. LATEȘ: Conseil de l'Académie des Sciences de l'Union Soviétique, ayant trait au problème de modelage des cours d'eau. 55

DOCUMENTATION — COMPTES RENDUS
ACTIVITÉS DE L'ASIT

СОДЕРЖАНИЕ

* * * : Передовая 1
Д. ПАВЕЛ: Пиковые или основные речные станции 2
А. МЕЛЬЦЕР: Вопросы движения грунтовой воды в связи с расчетом каптажей воды 7
М. КАГАН, Г. МАРИНЕСКУ и К. ЯМАНДИ: Гидравлическое исследование клапанного заграждения, встроенного в донный порог . . 14
Д. ЧОК: Расчет санитарных защитных зон при каптаже в колодцах 23
Е. Д. ДЕЧУ: Определение диаметра нагнетательного трубопровода насосных станций . . . 32
М. КАГАН: Энергетический баланс движения взвешенных аллювий 35
А. НИССИМ и Е. ЮСТЕР: В связи с выбором сорта бетона для массивных гидротехнических сооружений 40

ХРОНИКА

К. МАТЕЕСКУ: Гидрографический конгресс в Будапеште, в 1955 г. 45
А. СТЕОПОЕ: Международное совещание в Праге между 22 — 25. XI. 55 по вопросам гидробетона 49
А. СТЕОПОЕ: К вопросу присадок и заполнителей для гидробетонов 52
М. ЛАТЕШ: Совещание Академии Наук СССР по вопросу моделирования водных потоков 55

ДОКУМЕНТАЦИЯ — РЕЦЕНЗИИ
ИЗ ДЕЯТЕЛНОСТИ АСИТ

INHALT

***: Vorwort. 1
D. PAVEL: Flusskraftwerke für Spitzenbetrieb oder als Laufwerke. 2
A. MELZER: Probleme der Grundwasserbewegung im Bezug auf die Bemessung der Wasserfassungen 7
M. KAHAN, GH. MARINESCU und C. IAMANDI: Hydraulisches Studium eines Klappenwehres an einer Grundschwelle 14
D. CIOC: Die Berechnung der Entfernungen bzgl. Gesundheitsschutz bei Wassergewinnung durch Brunnen. 23
E. D. DECIU: Die Bestimmung der Durchmessers bei den Druckleitungen der Pumpstationen. 32
M. KAHAN: Energiebilanz bei den Bewegung der schwebenden Fremdkörper. 35
A. NISSIM u. E. JUSTER: Gesichtspunkte bei der Wahl der Betontype für die massiven hydrotechnischen Bauten. 40

CHRONIK

C. MATEESCU: Der Kongress für Hydrographie in Budapest, 1955. 45
A. STEOPOE: Die internationale Tagung für wasserbautechnischen Beton, Prag. 22—25.XI. 1955. 49
A. STEOPOE: Einige Fragen betreffend die Beimengungen und Zuschlagstoffe für wasserbautehnischen Beton. 52
M. LATEȘ: Die Tagung der sowjetischen Akademie für Wissenschaften über Fragen Flussbaumodelle betreffend. 55

DOKUMENTIERUNG — BUCHBESPRECHUNGEN
AUS DER ASIT-TÄTIGKEIT

REVISTA HIDROTEHNICA
*Anul I * Nr. 1 * Ianuarie-Martie 1956*

Országos Műszaki Könyvtár
TULAJDONA

Cuvînt înainte

Apele țării noastre, dacă ar fi amenajate, ar constitui o avuție națională cu nimic mai prejos de zăcămintele de petrol, de combustibili și de diferite minereuri. In starea lor actuală, ele sînt dimpotrivă cauze de numeroase calamități și pagube. Dacă mai considerăm și faptul că apa mai condiționează și viața, putem afirma că rolul tehnicienilor chemați a pune în valoare apele, este din cele mai importante. De aceea, reapariția revistei „HIDROTEHNICA" după o întrerupere de doi ani, este privită cu satisfacție, atît de către specialiști cît și de publicul cititor. In această nouă fază de activitate revista noastră va avea un rol sporit, datorită și sarcinilor importante ce va avea hidrotehnica romînească, pe baza directivelor stabilite în Congresul al II-lea al P.M.R., cu privire la cel de-al doilea plan cincinal de dezvoltare a economiei naționale pe anii 1956—1960. Intr-adevăr, iată ce prevăd aceste directive în legătură cu viitoarele lucrări hidrotehnice:

„In vederea asigurării tuturor ramurilor economiei naționale cu energie electrică și pentru satisfacerea crescîndă a nevoilor populației, se va mări puterea instalată cu circa 700 000 kW din care 200 000 kW în centrale hidroelectrice și circa 500 000 kW în centrale termice.

Se va da în funcțiune pînă în 1960 hidrocentrala V.I. Lenin — Bicaz, cu o putere instalată de 110 000 kW. Se vor executa lucrările de construcție pentru darea în funcțiune la această hidrocentrală a încă 100 000 kW la începutul celui de-al treilea plan cincinal.

Se vor construi hidrocentrale noi, cu putere instalată de circa 85 000 kW (pe Argeș, în Munții Apuseni și în alte regiuni ale țării)".

Se va spori suprafața arabilă prin diverse măsuri, printre care și „lucrările de îndiguiri și desecări de terenuri" (art. 4).

Se va ridica productivitatea fînețelor și pășunilor naturale printr-o serie de măsuri, între care se prevăd „lucrări de ameliorare și irigare a terenurilor" (art. 9).

„Se vor termina construcțiile hidrotehnice începute în primul cincinal, se vor pune în stare de funcțiune sistemele hidrotehnice existente.

Se vor acorda în al doilea plan cincinal gospodăriilor agricole colective și întovărășirilor, credite de stat, pentru investiții productive, canale de irigare și asanare, rezervoare de apă și alte instalații" (art. 13).

„Se vor executa lucrări de hidroameliorații și de conservarea solului împotriva eroziunilor. Se va îndruma și sprijini țărănimea muncitoare pentru cooperare în lucrările de acest fel" (art. 14).

Dar și alte prevederi ale Directivelor interesează dezvoltarea viitoare a hidrotehnicii precum: întocmirea studiilor de perspectivă, introducerea tehnicii noi și creșterea productivității muncii și reducerea prețului de cost.

Lucrările hidrotehnice vor trebui să se execute prin aplicarea proceselor de lucru mecanizate și prin organizarea judicioasă la un preț mult mai redus și cu ore de muncă mult mai puține.

In sfîrșit, pentru ridicarea nivelului de trai al întregului popor, vor trebui grăbite lucrările de alimentare cu apă și canalizare în centrele populate.

Revista „HIDROTEHNICA" va continua tradiția stabilită în anii de apariție (1949—1952) căutîndu-se a se aduce treptat toate îmbunătățirile posibile. Deși dorința noastră este de a lărgi în viitor tematica, pentru a cuprinde întreg domeniul hidrotehnicii, de la disciplinele teoretice de bază, pînă la executarea și exploatarea marilor lucrări hidrotehnice, va trebui ca pentru anul 1956 tematica să se limiteze, dat fiind spațiul relativ redus de care dispune revista în acest an. Se va da deci preferință acelor articole și note în care se adîncește „fenomenul hidraulic", iar problemele de construcție și tehnologie fiind admise numai în cazul cînd vor fi „specifice" construcțiilor hidraulice respective.

Pentru a folosi cît mai deplin paginile revistei, colaboratorii noștri sînt invitați a redacta articolele cît mai concis cu putință, evitîndu-se repetițiile, introducerile prea lungi, figurile prea mari și numeroase. Asemenea reduceri ale textului trebuie să aibă ca efect totdeauna o expunere mai clară și mai principială.

Revista va prețui îndeosebi, articolele originale studiile cu un caracter de sinteză critică a unei probleme actuale, referatele privitoare la metode noi, descoperiri, invenții și lucrări importante, studii bazate pe experiențe de laborator, observații în natură, și date precise culese pe șantierele de construcții hidrotehnice și exploatări, propuneri de ieftinire a lucrărilor și sporirea rentabilității lor.

Anumite probleme teoretice de activitate, încă nelămurite, vor forma obiectul unor discuții purtate la un nivel înalt și cu o strictă obiectivitate.

In revistă se va rezerva un loc pentru referate, recenzii și note cu privire la cărți și articole interesante apărute în publicații romînești și străine, cum și la congrese și conferințe, sesiuni și reuniuni tehnico-științifice. Acestea vor trebui să fie redactate cît mai scurt și mai cuprinzător.

De la cititorii noștri, pe care îi considerăm în același timp colaboratori în perspectivă, așteptăm subiecte privitoare la întreaga desfășurare a activității revistei.

Fie ca, revista aceasta, să ajungă cît mai repede la nivelul corespunzător rolului său și să justifice legitimele noastre pretenții de apariție regulată, lunară. Considerăm că apariția ei trimestrială, așa cum este programată în prezent, constituie doar o scurtă fază de tranziție.

COMITETUL DE REDACȚIE

Uzine fluviale de vîrf sau de bază

Prof. dr. ing. **D. Pavel**

Importanţa uzinelor fluviale

Printre resursele noastre hidroenergetice, mai importante sînt cele ale fluviilor şi rîurilor mari de şes, deoarece:

— reprezintă peste 60% din potenţialul total;

— se utilizează prin uzine de puteri unitare foarte mari;

— investiţiile unitare, în lei pe kilowat instalat, sînt minime;

— energia produsă este cea mai ieftină, *p* [lei/kWh] este minim;

— prin amenajările fluviale în cascadă se rezolvă magistral şi alte probleme, ca: navigaţia, irigaţiile, pescăritul, alimentările cu apă etc.

In U.R.S.S., de exemplu, se construiesc în prezent îndeosebi uzine de tip fluvial, pe Volga, Kama, Angara, Enisei, de puteri unitare peste 2 milioane kW şi producţii de ordinul zecilor de miliarde kWh/an. Inceperea construirii de centrale termonucleare nu înseamnă o frînare a hidroelectrificării, ci, dimpotrivă, o stimulare, cum dovedeşte dezvoltarea în cele mai avansate ţări, ca S.U.A. şi U.R.S.S.

Viitoarele amenajări ale Dunării, Mureşului, Oltului, Siretului şi altor rîuri mari vor spori potenţialul energetic al patriei noastre cu aproape 30 miliarde kWh/an, iar preţul acestei energii — de 0,03—0,06 lei/kWh — va fi cu 0,08—0,14 mai redus decît cel al uzinelor hidroelectrice acumulatoare în regiuni muntoase, şi mult mai ieftine — cu 0,25—0,40 lei/kWh — decît energia termoelectrică.

Graficul consumului impune realizarea uzinelor hidroelectrice fluviale de vîrf

Consumul de energie electrică variază atît zilnic-orar, cît şi lunar, sezonier şi anual. La noi, graficul consumului este excepţional de bine aplatizat, prin unele măsuri restrictive, luate datorită lipsei unor rezerve de putere suficiente, aşa cum arată curba cu liniuţe din fig. 1. Tot acolo se arată, cu linie-punct, curba consumului maxim de iarnă, medie pentru mai multe ţări europene, iar cu linie desenată gros, consumul mediu în sistemul energetic, numit aici *S*, pentru nevoile studiului prezent. In fig. 2 se arată consumul minim de vară valabil pentru *S*.

Remarcăm ca interesant, pentru viitoarea dezvoltare a electrificării, faptul că în ţările vecine s-au dezvoltat în mod excepţional centralele termoelectrice, în detrimentul uzinelor hidroelectrice. Astfel, după statisticile O.N.U. pe anul 1953, energia hidroelectrică reprezintă 2% în R.D.G., 1% în R.P.U., 6% în R.P.P., 9% în R.P.R., 47% în R.P.B., 50% în R.P.F.J. şi 13% în R.C.S., deci ca medie ponderată 8,6%, faţă de 91,4% energie termoelectrică. Datorită acestei disproporţii a utilizării resurselor energetice, a lipsei de energie de vîrf şi a dificultăţilor întîmpinate la centralele termoelectrice în timpul consumului minim de noapte, trebuie să fie urgent amenajate uzine hidroelectrice de vîrf. Această amenajare, mai ales a uzinelor fluviale de vîrf, va rezolva şi problema arzătoare a acoperirii consumului crescător (se dublează la fiecare 5 ani) şi a ieftinirii preţului energiei.

Uzinele fluviale pot fi de bază sau de vîrf

In trecut, amenajările în cascadă, tip baraj, pe fluvii şi rîuri mari de şes, avînd debite mari, dar căderi mici, s-au făcut preponderent cu uzine de bază, la care:

— se urmărea obţinerea energiei celei mai ieftine, fără a avea asigurată permanenţa;

— se instala o putere P_i egală sau sub cea medie anuală P_m;

— se menţinea nivelul amonte cît mai constant posibil.

Mai recent, mai ales prin construirea uzinelor Kuibîşev şi Stalingrad, răzbate ideea utilităţii amenajării uzinelor de tip fluvial de vîrf zilnic orar şi, mai rar, cu exploatare de

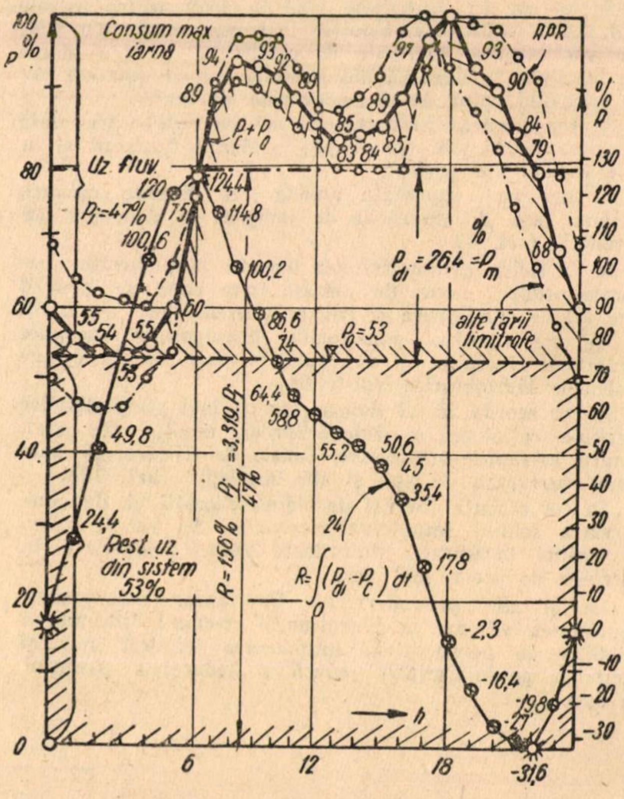


Fig. 1. Graficul consumului maxim de iarnă al sistemului studiat.

vîrf lunar. Aceste tipuri de uzine trebuie aplicate mai ales la fluvii cu pante foarte mici, la trepte de căderi mijlocii, de 15 — 30 m şi, mai ales, atunci cînd se realizează lacuri cu suprafeţe foarte mari. Într-adevăr, în ultimul caz, printr-o pulsaţie a nivelului amonte cu cîţiva metri, se realizează volume compensatoare de miliarde metri cubi, aşa că uzinele devin de mare vîrf. În acest caz, coeficientul de instalare creşte peste 1,5, dobîndind astfel puteri de vîrf tot mai mari, fără a avea însă un cîştig de energie esenţial. Ca dezavantaj trebuie remarcat faptul, că preţul de cost al energiei creşte o dată cu vîrful, rămînînd însă mult sub limita dată de centralele termoelectrice.

Supraechiparea puternică a uzinelor fluviale mai este favorizată şi de faptul că, prin mărirea puterii, investiţiile $J = J_0 + iQ_i$ nu cresc exagerat de mult. In J, termenul important este constant J_0, la căderea constantă, dar debite instalate Q_i crescătoare. Din aceste motive este indicat a se trece, la noi, cît mai urgent posibil, la amenajarea uzinelor de tip fluvial, fiind totodată asigurat şi consumul care creşte vertiginos.

Aplicaţie numerică referitoare la Sistemul S.

Pentru a ilustra mai bine cele enunţate mai sus, le vom aplica la un sistem energetic, a cărui arteră hidraulică să fie fluviul *F*, tratat hidrografic în manualul nostru „Hidroenergetica generală“, la pag. 137—154 şi hidroenergetic la pag. 218-227, ca şi în Revista „Hidrotehnica“, nr. 8—9/1951. Schema amenajării optime (fig. 3), cu trei uzine de vîrf *I*, *II*, *III*, a fost studiată şi publicată cu alt prilej.

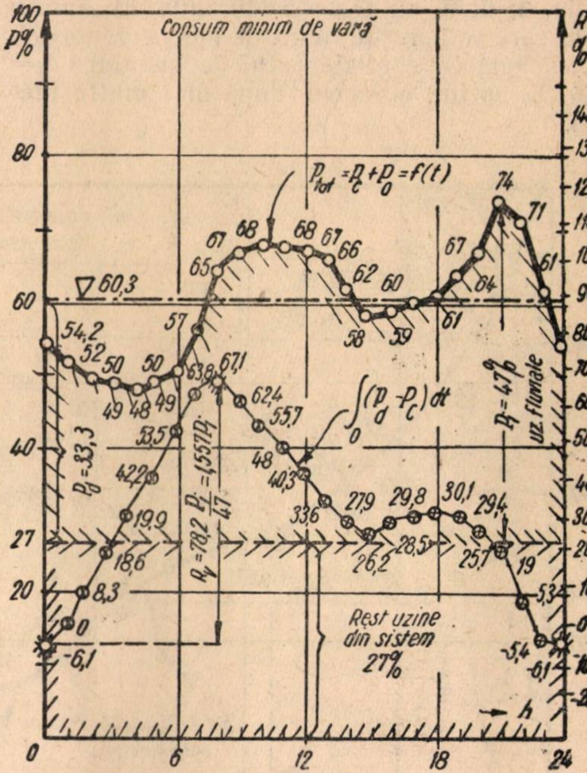


Fig. 2. Graficul consumului minim de vară.

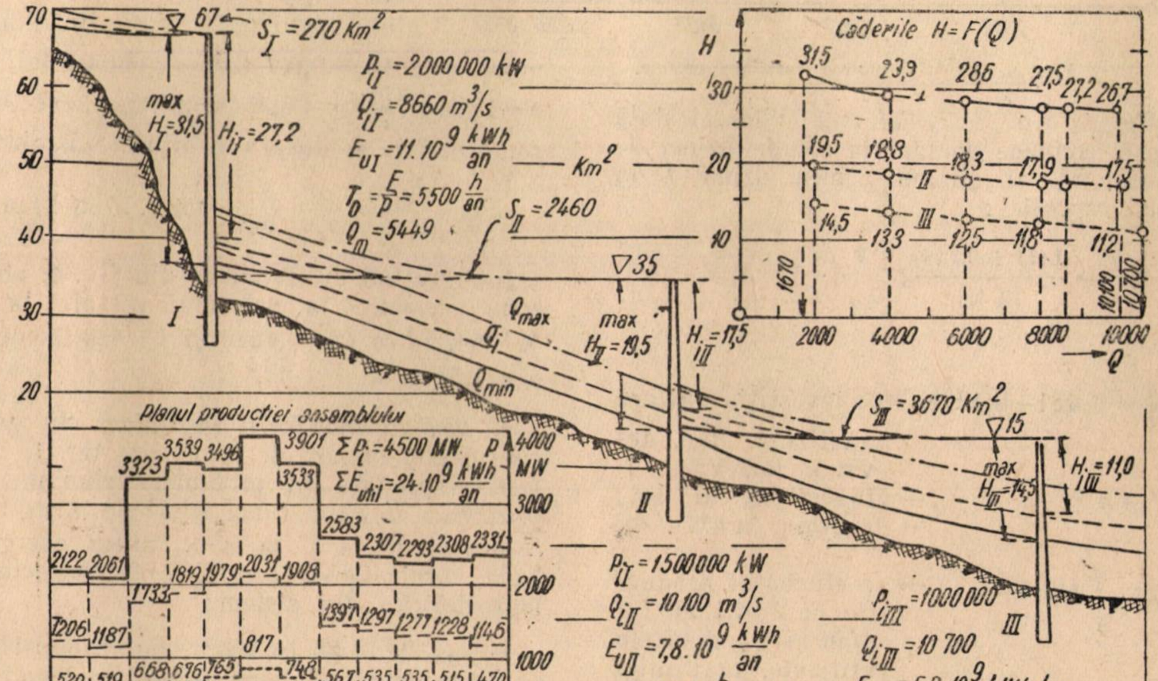

∇67
$S_I = 270\ Km^2$
$P_{iI} = 2000000\ kW$
$Q_{iI} = 8660\ m^3/s$
$E_{uI} = 11.10^9\ kWh/an$
$T_0 = E/P = 5500\ h/an$
$Q_m = 5449$
$S_{II} = 2460$
max $H_I = 31,5$
$H_{II} = 27,2$
I
∇35
Q_{max}
Q_i
Q_{min}
max $H_{II} = 19,5$
$H_{III} = 17,5$
II
$S_{III} = 3670\ Km^2$
∇15
max $H_{III} = 14,5$
$H_{III} = 11,0$
III
$P_{iII} = 1500000\ kW$
$Q_{iII} = 10100\ m^3/s$
$E_{uII} = 7,8.10^9\ kWh/an$
$T_0 = 520\ h/an$
$P_{iIII} = 1000000$
$Q_{iIII} = 10700$
$E_{uIII} = 5,2.10^9\ kWh/an$
$T_0 = 5200\ h/an$
Căderile H=F(Q)
H
Q
Planul producţiei ansamblului
$\Sigma P_i = 4500\ MW$
$\Sigma E_{uI} = 24.10^9\ kWh/an$
P MW
I II III IV V VI VII VIII IX X XI XII
70
60
50
40
30
20

Fig. 3. Schema uzinelor fluviale studiate.

Debitul mediu anual, pe 114 ani, de 5 464 m³/s, la bazinul de 575 000 km², se înlocuieşte în fig. 4, 5, 6, cu $Q_m = 5\,449$ m³/s al anului 1906, care se apropie mult de media generală. Dimensionarea coeficientului de instalare $k_i = Q_i/Q_m$ optim, o facem după mai multe metode.

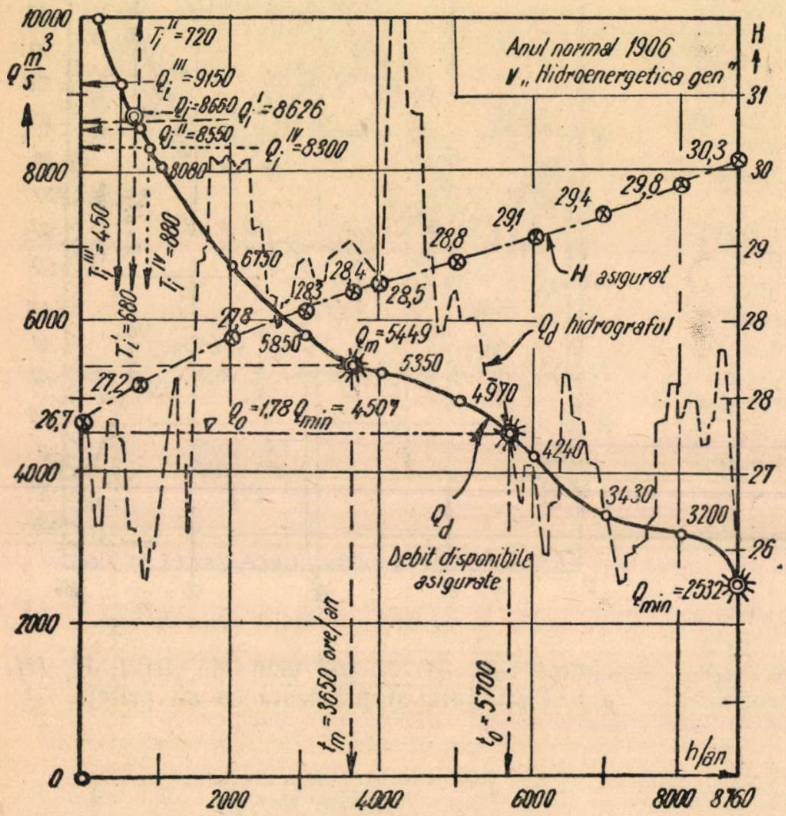


Fig. 4. Calculul puterii instalate optime.

1. *Metoda energiei celei mai ieftine,* tratată în fig. 5, conduce de fapt la soluţia uzinei de bază-semivîrf, şi anume pentru uzina I la minimul expresiei:

$$\frac{i}{\varepsilon} = \frac{0{,}411 + 0{,}13\,k_i}{f(k_i)}; \quad \frac{\partial}{\partial k_i}\left(\frac{i}{\varepsilon}\right) = 0,$$

în care:

$i = \frac{I}{E} = 0{,}411 + 0{,}13\,k_i$ este investiţia unitară analizată prin, deviz în lei/kWh;

$I = I_0 + c\,P_i$ — investiţia în lei;

E — energia, în kWh/an;

$\varepsilon = \frac{1}{TQ_m}\int_0^T Q_u\,dt$ — coeficientul producţiei cu $T = 31{,}56 \cdot 10^6$ s/an şi Q_u debitele utilizate, mai mici decît Q_i.

Efectuînd calculul în fig. 5, rezultă instalarea cea mai economică la $k_i = 1{,}2$, adică $Q_i = 1{,}2 \cdot 5\,449 = 6\,540$ m³/s şi puterea instalată în uzina I, de $P_i = 9{,}81 \cdot 27{,}9 \cdot 6\,540 \cdot 0{,}86 = 1\,540\,000$ kW, la care $\frac{i}{\varepsilon} = 0{,}614$ dă preţul de cost al energiei: $p = a\,\frac{i}{\varepsilon} = 0{,}0276$ lei/kWh, cu coeficientul cheltuielilor anuale $a = 0{,}045$, după normele în vigoare.

2. *Metoda statistică pentru uzine de vîrf.* Aplicînd formulele noastre, în cazul retenţiei zilnice:

$$k_{iz} = 1 + 2\,\alpha_z + 1{,}5\,\alpha_z^2 = 1{,}583;$$

$$\alpha_z = \frac{R_i}{E_z} = \frac{3{,}319\,P_i}{24\,P_{di}} = 0{,}246$$

rezultă debitul instalat $Q_i' = 1{,}583 \cdot 5\,449 = 8\,626$ m³/s şi $P_i' = 1\,990\,000$ kW, cu uzina de vîrf.

3. *Metoda kW — suplimentar.* Notînd cu $a = \frac{\Delta A}{\Delta P} = k\,\frac{\Delta I}{\Delta P} = 0{,}08 \cdot 900 = 72$ lei/an şi kW, cheltuielile anuale corespunzătoare unui kilowat suplimentar în uzina fluvială, cu $k = 0{,}08$ valabil la echipamente electromecanice şi $\frac{\Delta I}{\Delta P} = 900$ lei/kW investiţia suplimentară unitară, apoi cu $p_c\,c = 0{,}1 - 0{,}16$ lei/kWh costul combustibilului pentru 1 kW suplimentar termoelectric ($p_c = 0{,}000\,025 - 0{,}000\,04$ lei/kcal şi $c = 3\,500 + \frac{376}{u} \simeq 4\,000$ kcal/kWh), se obţine, conform fig. 4, durata debitului instalat:

$$T_i = \frac{a}{p_c\,c} = \frac{k}{p_c\,c}\,\frac{\Delta I}{\Delta P} = 450 \ldots 720 \text{ h/an.}$$

Intersectînd cu T_i curba din fig. 4, obţinem zona economică a debitului instalat la uzine de vîrf, între $Q_i'' = 8\,550$ şi $Q_i''' = 9\,150$ m³/s la $k_i'' = 1{,}57$ şi $k_i''' = 1{,}68$.

4. *Metoda încadrării în sistem.* În graficul consumului maxim de iarnă, din fig. 1, cu puterea exprimată în procente, delimităm, prin orizontala la 53%, două feluri de energii:

— jos, de la 0 la 53%, avem energia de bază, furnizată de centralele termoelectrice şi hidroelectrice din sistem;

— sus, de la 53 la 100%, puterea variabilă, cu două vîrfuri şi două goluri, care va fi dată de uzina fluvială de vîrf, studiată. Pentru aceasta, puterea medie rezultă de $P_m = P_{di} = 26{,}4\%$ şi cea de vîrf, de $P_i = 47\%$.

Din curba retenţiei $R=\int (P_{di}-P_c)\,dt$, cu P_c — consumat — variind între O şi P_i, rezultă:

$$R_i=\frac{156\,\%}{47\,\%}P_i=3{,}319\,P_i\,[\mathrm{kWh}]\,;\; k=\frac{P_i}{P_{di}}=\frac{47}{26{,}4}=1{,}78.$$

Fiind, în cazul uzinei I, debitul mediu de iarnă $Q_{di}=4\,660$ m³/s, obţinem $Q_i^{\mathrm{IV}}=1{,}78\cdot 4\,660=8\,300$ m³/s şi $k_i^{\mathrm{IV}}=8\,300/5\,449=1{,}523$. In fig. 2 se repetă calculul pentru consumul minim de vară, care dă energia de vîrf conform ariei haşurate între $P_0=27\,\%$ şi $P_i=47\,\%$, fiind aici $R=1{,}557\,P_i$ mai mic decît $R_i=3{,}319\,P_i$ de iarnă, deci fără influenţă asupra coeficientului de instalare.

5. *Soluţia adoptată.* Ţinînd seamă de rezultatele dobîndite: $k_i'=1{,}583$; $k_i''=1{,}57$; $k_i'''=1{,}68$; $k_i^{\mathrm{IV}}=1{,}527$, vom adopta valoarea medie $k_{i\mathrm{I}}=0{,}25\,\Sigma\,(k_i)=1{,}59$, adică $Q_{i\mathrm{I}}=8\,660$ m³/s. Pentru celelalte uzine, am obţinut analog (trecînd peste calculele intermediare): $Q_{i\mathrm{II}}=10\,106$ şi $Q_{i\mathrm{III}}=10\,700$ m³/s, ştiind că debitele module cresc spre aval, de exemplu $Q_{m\mathrm{III}}=6\,260$ etc.

Compensarea puterilor prin pulsaţia lacurilor

La uzinele în cascadă din schema 3, au rezultat puterile instalate $P_i=9{,}81\;Q_iH_i\eta_i$, cu $\eta_i=0{,}86$ şi căderile instalate date în fig. 3, fiind pentru ansamblul hidrocentrului fluvial, compus din trei uzine:

$\Sigma P_i=4\,500\,000$ kW ; $\Sigma E_u=24$ miliarde kWh/an.

In calculul producţiei din fig. 6, s-a ţinut seama de compensaţia lunară a debitelor, puterile reprezentate în diagrame fiind cele medii lunare. Vîrful zilnic se acoperă pînă la 4 500 000 kW, prin pulsaţia zilnică a nivelu-

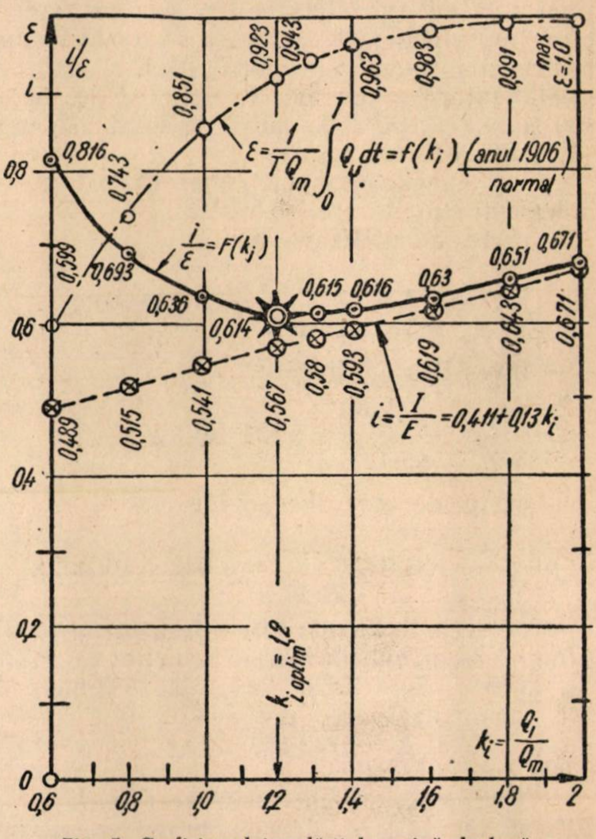


Fig. 5. Coeficientul instalării la uzină de bază.

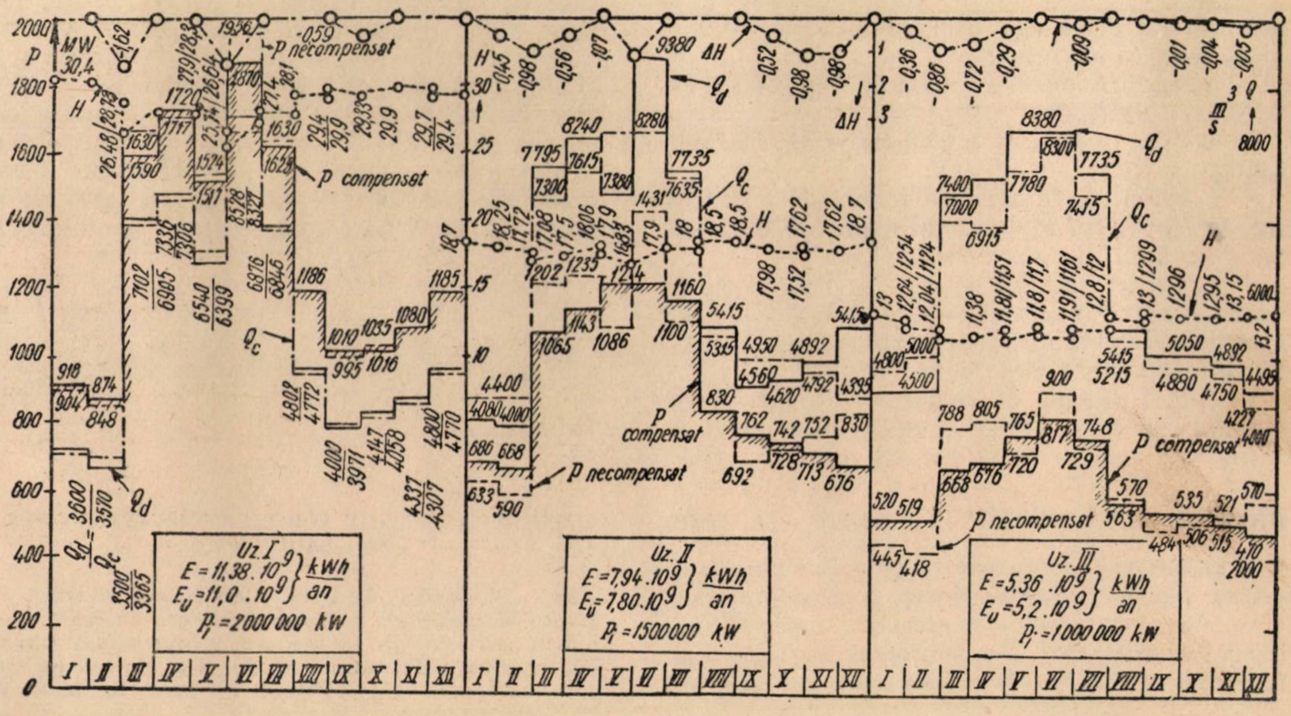


Fig. 6. Planuri de exploatare şi de compensare a uzinelor de vîrf.

rilor amonte, chiar în perioadele cele mai secetoase, iar compensația lunară se realizează prin variația lentă lunară a nivelurilor amonte. In aceste calcule, energiile utile E_u s-au obținut scăzînd aproximativ 3% pentru exploatare imperfectă; de asemenea s-au mai scăzut, pentru alte nevoi ale: navigației, irigațiilor și alimentărilor cu apă la uzina *I* 30, la *II* 100 și la *III* 100 m³/s, adică în total 230 m³/s (3,7% din debitul total).

Indicii energo-economici mai importanți ai hidrocentrului de trei uzine sînt:

— orele de utilizare medii

$$T_o = \frac{\Sigma E_u}{\Sigma P_i} = \frac{24\cdot 10^9}{4{,}5\cdot 10^6} = 5\,333 \text{ h/an};$$

— investiția unitară

$$i = \frac{\Sigma I}{\Sigma P_i} = \frac{23\cdot 10^9}{4{,}5\cdot 10^6} = 5\,111 \text{ lei/kW};$$

— prețul de cost al energiei

$$p = a\frac{\Sigma I}{\Sigma E_u} = 0{,}045\,\frac{23\cdot 10^9}{24\cdot 10^9} \simeq 0{,}043 \text{ lei/kWh};$$

— pulsația în lacuri: $\Delta H_{\text{I}} = 1{,}62$; $\Delta H_{\text{II}} = 1{,}07$; $\Delta H_{\text{III}} = 0{,}86$ m, cu suprafețele lacurilor $S_{\text{I}} = 270$; $S_{\text{II}} = 2\,460$; $S_{\text{III}} = 3\,670$ km², dă volumele de apă, compensatoare, $\Delta V_{\text{I}} = 438\cdot 10^6$; $\Delta V_{\text{II}} = 2\,630\cdot 10^6$ și $\Delta V_{\text{III}} = 3\,160\cdot 10^6$ m³, fiind totalul 6,228 miliarde m³;

— 1 m³ apă, trecut prin trei uzine, cu $\Sigma H = 55{,}7$ m cădere, dă energia unitară de vîrf $e_{\text{I}} = \frac{\Sigma H}{367}\eta \simeq 0{,}13$ kWh/m³, iar din lacurile al doilea și al treilea, cu căderi scăzînde: $e_{\text{II}} = 0{,}067$ și $e_{\text{III}} = 0{,}026$ kWh/m³;

— o singură pulsație maximă lunară dă energia de vîrf, de:

$\Delta E_v = \Delta V_{\text{I}}\, e_{\text{I}} + \Delta V_{\text{II}}\, e_{\text{II}} + \Delta V_{\text{III}}\, e_{\text{III}} = 315\,300\,000$ kWh/pulsație;

— o pulsație, în ziua de iarnă, dă conform fig. 1: $R_i = 3{,}319$ $P_i = 14{,}9$ milioane kWh/zi, iar vara $R = 1{,}557$ $P_i = 7$ milioane kWh/zi;

— energia anuală de vîrf, obținută prin suma pulsațiilor zilnice și a celor lente lunare, este de rotund 6 miliarde kWh/an, adică 25% din totalul energiei este de vîrf;

— ținînd seamă de calculele din fig. 5, se observă că la instalarea cu $k_i = 1{,}2$ și $P_i = 3\,400\,000$ kW, în cazul soluției uzinei de bază spre semivîrf, prețul energiei a rezultat de $p = 0{,}045 \cdot 0{,}614 = 0{,}276$ lei/kWh, iar la soluția uzinei de vîrf, cu $k_i = 1{,}59$, cu $P_i = 4\,500\,000$ kW, va fi $p = 0{,}045 \cdot 0{,}63 = 0{,}0284$ (tot din fig. 5), numai cu 3% mai scump, deși dobîndim energie de vîrf foarte prețioasă;

— se observă că grupul de trei uzine studiate produc energia la un preț de aproape zece ori mai ieftin decît media centralelor termoelectrice. La diferența de preț de circa 0,25 lei/kWh, economia anuală ce s-ar obține datorită amenajării acestor uzine fluviale ar fi de: $0{,}25 \cdot 24 \cdot 10^9 = 6$ miliarde lei/an. Cum investiția totală în trei uzine este de 23 miliarde lei, se vede că numai cu diferența de preț precedentă se amortizează investiția în 4 ani.

Concluzii

Uzinele fluviale, studiate în schema 3, producînd 24 miliarde kWh/an normal, vor asigura țările riverane, pe un număr mare de ani, cu energie excepțional de ieftină.

Aceste uzine nu trebuie exploatate la baza graficului de consum, ci la vîrf, deoarece ele pot da oricînd, chiar în epoca cea mai secetoasă, vîrful de 4,5 milioane kW, fiind 25% din energia totală, energie prețioasă de vîrf.

Energia de vîrf, obținută prin pulsarea lacurilor, este de 6 miliarde kWh/an.

Prețul de cost mediu al energiei, sub 3 bani pe 1 kWh, face ca amenajarea uzinelor fluviale să devină extrem de economică, iar creșterea vertiginoasă a consumului de energie, care se dublează la noi în fiecare 5 ani, impune chiar o accelerare a realizării.

Prin uzinele fluviale de vîrf, de mare capacitate, cum sînt cele studiate aici, se rezolvă simultan și problema rezervelor de putere din sistem și se ameliorează orele de utilizare și randamentele centralelor termoelectrice. După realizarea acestor trei uzine se va trece de la proporția de 9% (hidro — față de total) la cca. 50%, ceea ce este mai economic.

Amenajările fluviale hidroenergetice favorizează rezolvarea simultană a navigației de mare trafic și cu vase de tonaj mare, ca și a irigațiilor, a alimentărilor cu apă, a pisciculturii pe cele trei lacuri cu 6 400 km² (640 000 ha).

★

ПИКОВЫЕ ИЛИ ОСНОВНЫЕ РЕЧНЫЕ СТАНЦИИ

Указывается необходимость устройства мощных речных станций, располагающих большими бассейнами, в виде пиковых, а не основных станций. Экономия расчитывается для комплекса состоящего из трех станций на 4 500 000 кв и 24 милиарда квч/год.

FLUSSKRAFTWERKE FÜR SPITZENBETRIEB ODER ALS LAUFWERKE

Es wird gezeigt dass die Fluss-Wasserkraftwerke mit grossen Wassermengen und grossen Stauseen für den Spitzenbetrieb, und nicht als Laufwerke ausgebaut werden müssen. Die erzielbaren Ersparnisse werden für eine Grupe von drei Kraftwerken mit 4 500 000 kW und 24 Milliarden kWh/Jahr berechnet.

Problemele mişcării apei subterane în legătură cu dimensionarea captărilor de apă

Conf. ing. A. Melzer

În problema mişcării apei subterane, deşi atacată teoretic acum 100 de ani, nu s-a găsit încă o rezolvare satisfăcătoare a cazurilor unde mişcarea se produce în apropierea dispozitivelor de captare, fie de puţuri, fie drenuri.

La depărtare mai mare de puţurile sau de drenurile de captare, şi în toate cazurile unde mişcarea poate fi considerată cu aproximaţie suficientă ca potenţială, teoria mişcării apei subterane, bazată pe legea Darcy, dă rezultate acceptabile pentru practică.

Teoria clasică a lui Dupuit duce la formule pentru debitul puţurilor, care sînt rezultatul integrării unei ecuaţii diferenţiale între limite extreme (la peretele puţului şi la marginea exterioară a pîlniei de depresiune), la care nici una dintre ipotezele simplificatoare care stau la baza teoriei nu corespunde realităţii.

Numeroase au fost încercările de a descrie matematic fenomenul mişcării apei subterane cu suprafaţă liberă în imediata apropiere a unui puţ sau dren, din care se pompează apa cu debit constant. Pînă acum, încercările teoretice făcute — de exemplu — de Kozeny [1], Ch. Jaeger [2], H. Cambefort [3], Vibert [4] şi alţii, nu au izbutit să descrie fenomenul în imediata apropiere a unui puţ sau dren, adică nu s-a putut găsi teoretic forma suprafeţei de depresiune lîngă peretele puţului şi nici denivelarea reală exterioară a puţului.

Totuşi, un rezultat remarcabil al deducţiilor teoretice ale lui Kozeny a fost concluzia, că denivelarea suprafeţei libere a apei subterane imediat lîngă peretele puţului din care se pompează, posedă un maximum şi nu poate depăşi jumătate din înălţimea statică a apei în stratul acvifer. Această concluzie, cel puţin în ce priveşte existenţa maximului, a fost confirmată prin numeroase experienţe de laborator efectuate de R. Ehrenberger în 1928 [5].

Experienţele lui Ehrenberger au dus la stabilirea unei formule empirice pentru diferenţa dintre denivelarea exterioară şi cea din interiorul puţului.

Această formulă nu spune însă nimic despre forma suprafeţei libere în imediata apropiere a puţului şi nu permite, deci, determinarea denivelării reale la exterior.

Formula stabilită de Ehrenberger

$$\Delta h = 0{,}5\,\frac{(H-h')^2}{H},$$

în care $\Delta h = h - h'$ diferenţa între înălţimea apei la exteriorul puţului (h) şi înălţimea apei în interiorul puţului (h') reprezintă o expresie empirică a valorii decalajului (saltului) care se stabileşte în fiecare puţ din care se pompează între nivelul exterior al oglinzii apei în atingere cu peretele puţului şi nivelul apei în interiorul puţului. Acest decalaj este cu atît mai mare, cu cît denivelarea este mai mare. Decalajul provine din două cauze principale :

— Panta suprafeţei libere a apei subterane, neputînd depăşi o anumită valoare maximă, care depinde probabil de însuşirile terenului, rezultă o denivelare maximă a acestei suprafeţe în apropierea puţului.

— La intrarea apei din exterior prin găurile aşa-numitului filtru al puţului se produce o pierdere de sarcină care contribuie la decalajul între cele două nivele.

Sichardt [6] a stabilit experimental că suprafaţa liberă a apei subterane nu poate depăşi lîngă puţ o anumită pantă maximă, pentru care a dat o formulă empirică a cărei valoare este contestată de mulţi autori, mai ales pentru faptul că ea nu este omogenă. Formula lui Sichardt :

$$i_{max} = \frac{1}{15\sqrt{k}},$$

în care k se exprimă în m/s, iar i reprezintă tangenta unghiului de înclinare a suprafeţei faţă de orizontală, dă valori juste numai în anumite cazuri, probabil în acelea unde permeabilitatea este destul de mare.

Pentru a compara valorile date de formula Sichardt cu rezultate experimentale, ne-au stat la îndemînă experienţele lui Ehrenberger şi cele făcute de N. S. Boulton la Londra [7] în 1951.

În experienţele lui Ehrenberger, care a folosit un nisip grosier cu $k = 0{,}0152$ m/s, unghiul de înclinare maximă a suprafeţei libere lîngă peretele puţului a fost de cca. 30^0, ceea ce coincide foarte bine cu valoarea pantei maxime date de formula Sichardt pentru $k = 0{,}0152$ m/s, adică :

$$i_{max} = \frac{1}{15\sqrt{0{,}0152}} = 0{,}544,$$

corespunzînd la un unghi de 28^0.

În experienţele lui Boulton unghiul maxim a fost de cca. 51^0, iar $k = 0{,}0000216$ m/s, ceea ce, după formula Sichardt, dă :

$$i_{max} = \frac{1}{15\sqrt{0{,}0000216}} = 14{,}4,$$

corespunzînd la un unghi de 86^0.

Aici se vede că diferenţa dintre valoarea dată de formula Sichardt şi unghiul real este destul de mare.

În orice caz, se poate trage concluzia că suprafaţa liberă a apei subterane nu poate depăşi o anumită pantă în apropierea puţului şi că această pantă maximă, care fixează denivelarea maximă a suprafeţei pîlniei de depresiune, determină şi debitul maxim care se poate extrage dintr-un puţ.

Acest debit maxim depinde deci de însuşirile stratului acvifer şi de starea de mişcare a apei subterane, dar nu de denivelarea în puţ, aşa cum rezultă din formula Dupuit.

De altfel, formula Dupuit implică paradoxul cunoscut că la denivelarea maximă, adică atunci cînd înălţimea apei în puţ este nulă, debitul care se extrage din puţ este maxim, dar în acelaşi timp viteza de intrare a apei în puţ este infinită.

Nici cercetările numeroase făcute în ultimii ani asupra valabilităţii legii Darcy în legătură cu separarea regimului laminar de cel turbulent, prin valori caracteristice ale numărului Reynolds, nu au putut contribui la edificarea unei teorii mai aproape de realitate în ce priveşte mişcarea apei subterane. Identificarea diametrului golului prin care curge apa, cu diametrul granulei terenului acvifer în formula numărului Reynolds:

$$Re = \frac{vd}{\nu},$$

pentru a o aplica la regimul de curgere a apei subterane, nu este cu nimic justificată şi chiar profund eronată, cum observă şi Scelkaciev [8].

De altfel, nici nu se poate vorbi în cazul acesta de mişcare în regim laminar, deoarece schimbările extrem de mari şi dese ale direcţiei de scurgere cu raze de curbură foarte mici trebuie să producă o importantă influenţă a forţelor de inerţie asupra mişcării, ceea ce nu este de loc prins în numărul Reynolds şi nici în celelalte încercări, ca de exemplu modificările introduse de Pavlovski sau numărul caracteristic propus de Mosony la congresul de hidrologie de la Budapesta 1954.

Asupra acestei chestiuni nu putem să insistăm în cadrul acestui articol.

In vederea dimensionării juste şi economice a captărilor de apă subterană, ne interesează mai mult încercările teoretice şi practice privind debitele maxime ale acestor captări şi denivelările maxime ce se produc cînd se extrage acest debit.

Incercările teoretice în acest domeniu se pot clasa în două categorii, după felul cum tratează problema liniilor de curent, adică, după cum consideră traiectoriile aparente ale particulelor rectilinii paralele şi orizontale, sau curbe. Toate ajung însă la rezultate necorespunzătoare cînd trec la limită lîngă peretele puţului sau al drenului, deoarece presupun că aici tangenta suprafeţei libere este verticală, ceea ce nu corespunde de loc cu realitatea. După cum se poate vedea dintr-o serie de experienţe de laborator, unghiul de incidenţă al suprafeţei libere este departe de a fi egal cu 90°. Astfel, ipoteza asupra tangenţei la limită făcută de Ch. Jaeger [2] duce la rezultate care nu concordă de loc cu realitatea. N. S. Boulton [7] arată, de exemplu, că după experienţele făcute în 1951 care confirmă rezultatele cercetărilor teoretice cu ajutorul metodei de relaxare, unghiul suprafeţei libere la peretele puţului este de aproximativ 51°, şi nu de 90° cum admite Jaeger.

De asemenea, experienţele mai vechi ale lui Ehrenberger arată unghiuri maxime de 28—35°. Toate încercările teoretice se bazează pe ipoteza că mişcarea apei subterane este potenţială şi, deci, admit existenţa unui potenţial al vitezelor.

Pentru a se apropia mai mult de realitate, Jaeger [2] asimilează liniile echipotenţiale în planul radial de scurgere spre un puţ, cu arcuri de cerc concentrice (fig. 1), ajungînd astfel la expresia debitului unui puţ sub forma:

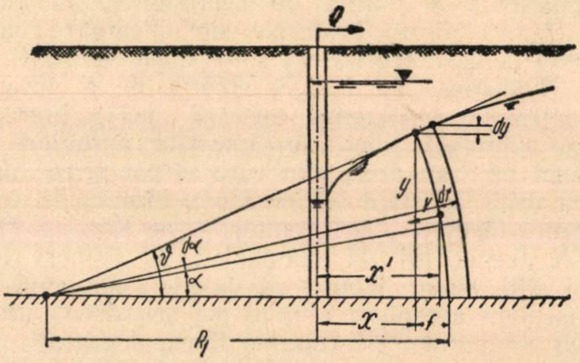


Fig. 1.

$$Q = 2\pi k y \int_0^{\vartheta} x' \, d\alpha, \tag{1}$$

în care k este coeficientul de filtraţie.

Cum x' variază cu α, integrarea nu este posibilă decît dacă se cunoaşte forma liniei de suprafaţă a apei pe curba de depresiune. Jaeger reuşeşte integrarea ecuaţiei (1) punînd pentru x' o valoare aproximativă medie x_m exprimată prin:

$$x_m = x + \frac{f}{2} = x + \frac{R_1}{2}(1 - \cos\vartheta) =$$

$$= x + \frac{y}{2}\,\frac{1 - \cos\vartheta}{\sin\vartheta} = x + \frac{y}{2}\,\mathrm{tg}\,\frac{\vartheta}{2}$$

$$\text{şi} \int_0^{\vartheta} x' \cdot d\alpha \cong x_m \int_0^{\vartheta} d\alpha = x\left(1 + \frac{y}{2x}\,\mathrm{tg}\,\frac{\vartheta}{2}\right)\vartheta,$$

obţinînd ecuaţia de bază:

$$Q = 2\pi k y \cdot x\left(1 + \frac{y}{2x}\,\mathrm{tg}\,\frac{\vartheta}{2}\right)\vartheta. \tag{2}$$

Aceasta este ecuaţia diferenţială care trebuie să înlocuiască relaţia clasică a lui Dupuit.

Ecuaţia lui Dupuit:

$$Q=2\pi k x y \frac{dy}{dx}$$

se deosebeşte deci de cea a lui Jaeger numai prin înlocuirea $\operatorname{tg} \vartheta=\frac{dy}{dx}$ prin termenul:

$$\left(1+\frac{y}{2x}\operatorname{tg}\frac{\vartheta}{2}\right)\vartheta.$$

Dacă se neglijează termenul $\frac{y}{2x}\operatorname{tg}\frac{\vartheta}{2}$, ceea ce se poate face cu o eroare ce nu depăşeşte 10—15%, se obţine formula aproximativă:

$$Q \cong 2\pi k y x \vartheta \qquad (3)$$

găsită încă în 1938 de Vibert pe cu totul altă cale.

Cu ajutorul formulei (2) se pot trasa curbele care reprezintă diversele suprafeţe libere ale apei, transformînd ecuaţia diferenţială într-una cu diferenţe finite şi pornind de la puncte arbitrar alese. Se obţine astfel o familie de curbe dintre care una este tangentă la peretele puţului.

Făcînd raţionamente de analogie cu totul nejustificate între mişcarea apei în mediu poros şi cea a curentului liber în legătură cu aplicarea principiului lui Bélanger şi a înălţimii critice de scurgere la apă subterană, Jaeger ajunge la concluzia că, curba cu tangentă verticală la puţ corespunde debitului maxim ce-l poate primi puţul.

Înălţimea deasupra fundului impermeabil, a punctului de contact al curbei cu peretele puţului, ar reprezenta atunci înălţimea critică h_c sub care apa la exteriorul puţului nu poate coborî. Se poate deci calcula înălţimea critică punînd în formula (2) $x=r$, $y=h_c$ şi $\vartheta=\frac{\pi}{2}$.

Rezultă valoarea înălţimii critice:

$$h_c=-r+\sqrt{r^2+\frac{2Q}{\pi^2 k}}. \qquad (4)$$

Absolut analog, dar ca problemă plană, este tratat cazul drenului sau al tranşeei, ducînd la formula:

$$h_c=\frac{q}{k}\cdot\frac{2}{\pi}. \qquad (5)$$

Este evident că, deoarece unghiul maxim la puţ al suprafeţei libere are în realitate valori mult mai mici decît 90⁰, tot raţionamentul făcut de Jaeger îşi pierde valoarea. De altfel, valorile numerice pentru h_c calculate cu formulele (4) şi (5) sînt cu totul necorespunzătoare. De exemplu, pentru valorile absolut curente $Q=0{,}005$ m³/s, $k=0{,}005$ m/s, $r=0{,}100$ m, nu se obţine din formula (4) $h_c \cong 0{,}074$ m, ceea ce este absurd, deoarece un debit de 5 l/s dintr-un puţ nu se poate obţine decît dintr-un strat acvifer de cel puţin 4—5 m adîncime, care nu poate coborî lîngă puţ la 7 cm deasupra stratului impermeabil.

Dacă se examinează efectul corecturii aduse de Jaeger teoriei lui Dupuit prin introducerea liniilor echipotenţiale curbe în formă de arc de cerc, se poate dovedi uşor că acesta este negativ şi necorespunzător realităţii în ce priveşte valoarea obţinută pentru înălţimea critică h_{minim} a oglinzii apei subterane lîngă puţ. Astfel, reluînd ecuaţia diferenţială fundamentală a lui Dupuit:

$$Q=2\pi x y k \frac{dy}{dx}$$

şi înlocuind $\frac{dy}{dx}=\operatorname{tg}\alpha$ prin $\frac{dy}{dx}=\sin\alpha$ pentru a putea trece mai corect la limită lîngă puţ, unde aproximaţia pentru pantă $i=\frac{dy}{dx}$ nu este de loc suficientă şi chiar nepermisă, se obţine:

$$Q=2\pi x y k \sin\alpha$$

şi făcînd aceeaşi ipoteză la limită ca şi la dezvoltările lui Jaeger, adică la puţ $\alpha_{max}=90^0$, $\sin\alpha=1$ punînd $x=r$ şi $y=h_{min}$ rezultă:

$$h_{min}=\frac{Q}{2\pi k r}.$$

De asemenea, reluînd formula (3) de prima aproximaţie a lui Jaeger:

$$Q=2\pi x y k \vartheta$$

şi operînd aceleaşi înlocuiri, se obţine:

$$h_{min}=\frac{Q}{2\pi r k \vartheta}=\frac{Q}{\pi^2 r k}.$$

Raportul între cele două valori pentru h_{min} este:

$$\frac{h_{min\ Dupuit}}{h_{min\ \mathrm{Jaeger}}}=\frac{\pi}{2}=1{,}57.$$

Bineînţeles, că aproximaţia este în ambele formule destul de grosolană, dar ca ordin de mărime valoarea după Dupuit se apropie mai mult de realitate.

De altfel, şi N. S. Boulton [7] cînd compară rezultatele experienţelor sale cu calculele după formulele lui Jaeger arată că acestea dau valori mult depărtate de realitate. Astfel, înălţimea critică reală este aproape de două ori mai mare iar unghiul maxim real lîngă puţ — de 51,5⁰, în loc de 90⁰.

O altă metodă, care a dat însă rezultate foarte apropiate de realitate, este determinarea formei suprafeţei libere prin aproximaţii succesive prin procedeul de relaxare (termenul englez „relaxation").

Acest procedeu general de rezolvare aproximativă a ecuaţiilor cu derivate parţiale create de Southwell [9] în 1940 s-a aplicat cu mare succes la foarte multe domenii ale mecanicii şi, mai ales, în hidraulică. Această metodă a fost aplicată la noi în cîteva probleme de mişcare a fluidelor grele de D. Dumitrescu, V. Ionescu şi R. Toth [10], dîndu-se şi o expunere generală a procedeului în publicaţia citată.

Metoda de relaxare a fost aplicată cu succes la problema mişcării apei subterane spre un puţ din care se pompează, de N. S. Boulton [7] în 1951 şi de H. P. Hall în 1955 [11], ambii comparînd rezultatele calculelor cu experienţe destul de numeroase, făcute pe modele, unde problema de mişcare axial-simetrică a fost tratată pe un sector cu un unghi la centru de 20—30°.

Expunînd-o în mod sumar, se poate arăta că metoda de relaxare constă în integrarea aproximativă a ecuaţiei fundamentale (ecuaţia Laplace) cu derivate parţiale care rezultă din existenţa unui potenţial de viteză :

$$F\,(u)=F\left(x,\,y,\,u,\,\frac{\partial u}{\partial x},\,\frac{\partial u}{\partial y},\,\frac{\partial^2 u}{\partial x^2},\ldots\right)=0$$

şi care, pentru cazul special al mişcării axial-simetrice către un puţ, devine:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\,\frac{\partial u}{\partial r}+\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}=0. \qquad (7)$$

Coordonatele sînt aici distanţa r de la puţ şi înălţimea z a apei deasupra fundului impermeabil.

Integrarea acestei ecuaţii într-un domeniu cu un contur anumit, dat de condiţiile la limită, se face numeric prin suprapunerea conturului cu o reţea cu ochiuri de diferite forme, — pătrat, triunghi, romb — sau altele şi a cărei mărime sau pas este în funcţie de aproximaţia de atins într-o anumită problemă. Fiecare nod al reţelei corespunde unei anumite valori unice ale funcţiei $u\ (x,\, y)$, iar derivatele parţiale se transformă în rapoarte de diferenţe finite de mărimea pasului relaţiei.

Aşa, de exemplu, în nodul o al părţii de reţea din fig. 2 derivata $\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_1$ se exprimă prin:

$$\frac{u_1-u_0}{a}\ \text{şi}\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{-1}\ \text{prin}\ \frac{u_0-u_{-1}}{a},\ \text{iar}\ \frac{\partial u^2}{\partial x^2}=\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)$$

$$\text{prin}\ \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_1-\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{-1}=\frac{u_1+u_{-1}-2u_0}{a^2},$$

în care a este pasul reţelei.

In felul acesta se exprimă prin diferenţe finite orice derivată de orice ordin.

Introducînd aceste expresii cu diferenţe finite în ecuaţia mişcării, de exemplu în ecuaţia (7), se obţine o relaţie algebrică unde operatorul diferenţial a devenit un operator în diferenţe finite. Această relaţie algebrică se poate scrie pentru orice nod interior al domeniului.

In nodurile de pe contur, forma relaţiei se schimbă în funcţie de condiţiile speciale date la frontiera domeniului.

Toate relaţiile astfel obţinute formează un sistem de ecuaţii din care se calculează valorile funcţiei $u\ (x,\, y)$ în fiecare nod şi, mai ales, în apropierea conturului unde ne interesează în mod deosebit, pentru a putea determina forma suprafeţei libere a apei.

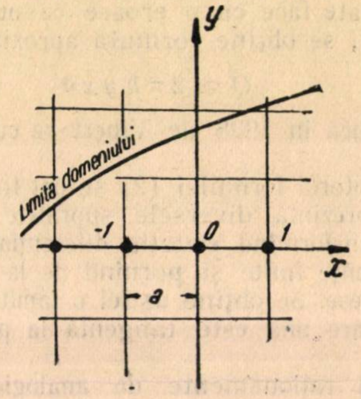


Fig. 2.

Valorile funcţiei în nodurile reţelei se calculează prin aproximaţii succesive, admiţînd, de exemplu, în prealabil valori arbitrare care se verifică pe urmă cu relaţiile algebrice mai sus arătate, aplicînd succesiv corecturi pînă cînd aproximaţia apare suficientă. Astfel, ca primă aproximaţie pentru valorile în apropierea suprafeţei libere, în cazul apei subterane, se iau valorile date de formula clasică a lui Dupuit.

Procesul de aproximaţii succesive este convergent în cazurile tratate.

Cu ajutorul acestei metode, atît N. S. Boulton cît şi H. P. Hall au calculat forma suprafeţei libere a apei freatice în jurul unui puţ pentru cazurile speciale constituite de dispozitivele experienţelor de laborator pe care le-au efectuat. Formele calculate prin metoda reţelelor se apropie foarte mult de cele găsite experimental, diferenţele provenind mai ales din efectul capilarităţii care ridică linia de depresiune destul de mult în imediata apropiere a peretelui puţului.

La toate experienţele se poate constata cît de mult se depărtează linia după formula Dupuit, de cea reală în apropierea puţului, dar totodată se vede că aproximaţia dată de ecuaţia Dupuit este suficientă la o depărtare de 1—1,5 din înălţimea stratului de apă subterană. Fig. 3 arată un exemplu de linie de suprafaţă calculată cu ajutorul metodei de relaxare pentru un caz din experienţele lui N. S. Boulton [7]. In fig. 3 este trasată şi linia suprafeţei date de ecuaţia Dupuit, la care am aplicat o corectură faţă de reprezentarea originală a autorului articolului citat, care are greşeala de a fi trasat această curbă tangenţial la peretele puţului, ceea ce nu este just după teoria lui Dupuit.

Sînt trasate de asemenea cîteva linii echipotenţiale la care trebuie observat că unghiul cu care intersectează linia de suprafaţă în apropierea puţului nu este de 90^0, ci mai mic, ceea ce arată că această linie de suprafaţă nu este o linie de curent.

Decalarea nivelului de apă în puţ faţă de nivelul la care suprafaţa liberă atinge peretele puţului este mare, iar înălţimea h reprezintă înălţimea critică reală corespunzînd pantei maxime a suprafeţei libere care, în cazul examinat este de cca. 51^0.

Cum valoarea k este, în cazul experienţei citate, de 0,0000216 m/s, rezultă după Sichardt o pantă maximă de:

$$i_{max}=\frac{1}{15\sqrt{k}}=\frac{1}{15\sqrt{0{,}0000216}}=14{,}4,$$

ceea ce corespunde la un unghi $\alpha = 86^0$, deci aproape dublu decit cel real.

În cazul experienţelor lui H. P. Hall [11] cu nisip care corespunde unui k = 0,004 m/s, formula Sichardt dă panta maximă:

$$i_{max}=\frac{1}{15\sqrt{0{,}004}}\cong 1, \text{ adică } \alpha=45^0,$$

ceea ce este destul de apropiat de unghiul real găsit experimental.

Este demn de remarcat că, la toate experienţele prezentate de H. P. Hall, liniile de depresiune prezintă unghiuri maxime care diferă însă după debit.

Se constată că formula Sichardt nu se potriveşte la toate cazurile şi necesită o revizuire care ar fi foarte utilă, corectîndu-se şi lipsa gravă pe care o prezintă de a nu fi omogenă.

Dar toate încercările de a reprezenta just forma suprafeţei de depresiune în jurul unui puţ nu prezintă un interes practic prea mare cînd vrem să le aplicăm la domeniul captărilor de apă subterană. Cînd este vorba de a capta apa subterană printr-unul sau mai multe puţuri, debitul ce se extrage trebuie să fie limitat astfel, încît să nu se producă viteze prea mari ale apei subterane la intrarea prin găurile cilindrului permeabil al dispozitivului de captare, pentru a nu supune captarea împotmolirii rapide prin antrenarea părticelelor fine ale terenului acvifer din apropierea puţului. Vitezele critice de antrenare sînt foarte greu de determinat experimental.

S-a încercat stabilirea unor formule empirice ale acestor viteze, în funcţie de coeficientul de infiltraţie k, cum este de exemplu formula cercetătorilor sovietici Abramov şi Bindeman [12]

$$v=60\sqrt[4]{k^3}\,. \qquad (8)$$

Această formulă dă valori destul de mari pentru vitezele critice, adică valori care, în mod practic, nu par destul de prudente, ceea ce a făcut ca atît în GOST-ul sovietic cît şi în STAS-ul romînesc cu privire la această chestiune să se adopte valorile empirice şi destul de arbitrare fixate de mai mult de 50 ani de ing. Prinz în funcţie de compoziţia granulometrică a terenului acvifer.

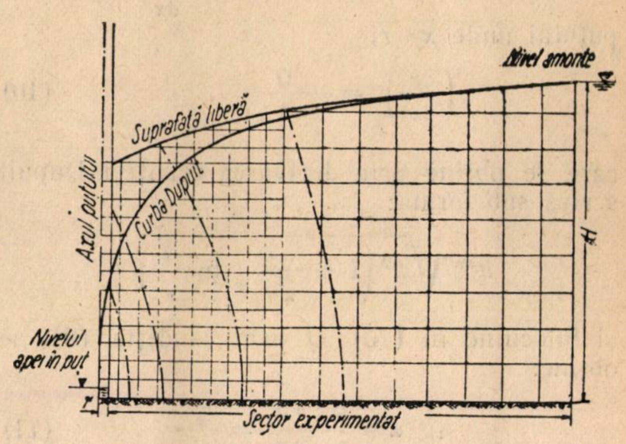


Fig. 3.

Valorile vitezelor aparente, oarecum rigide şi arbitrare, cu totul empirice, recomandate de Prinz şi adoptate de STAS, sînt de 0,5, 1 şi 2 mm/s, după mărimea diametrului mediu al granulelor în stratul acvifer. Ele sînt mult mai mici (de 10—20 ori) decît cele date de formula (8). Trebuie remarcat însă că vitezele din STAS reprezintă viteze aparente rezultînd din împărţirea debitului prin suprafaţa brută a coloanei găurite. Vitezele reale sînt de obicei de 3—4 ori mai mari, dar valoarea lor după STAS nu atinge nici pe departe valorile date de formulele stabilite prin experienţe de laborator. Prin aceste viteze admisibile, după STAS, debitul pe care-l poate furniza un puţ este dat de condiţiile geometrice constructive şi de cele geologice în limite destul de restrînse, oarecum independente de capacitatea teoretică a stratului de apă subterană. Numai compoziţia granulometrică, într-o măsură slabă, şi grosimea stratului de apă, prin înălţimea coloanei de intrare în puţ, determină debitul maxim al acestuia, ca expresie a însuşirilor stratului acvifer.

Debitul maxim pe care-l poate da un puţ în asemenea condiţii este dat de relaţia:

$$Q=2\pi\, r\, h\, v_a,$$

în care r este raza exterioară a puţului (limitată de posibilităţile practice şi standardizate ale realizării constructive); h — înălţimea apei la peretele exterior al puţului, limitată de denivelările maxime ce se pot produce în stratul acvifer şi care sînt în funcţie de pantele maxime ale suprafeţei libere; v_a este viteza aparentă de intrare, admisibilă după STAS.

Se poate arăta uşor, că din aceste condiţii de ordin practic rezultă că în toate cazurile panta suprafeţei libere a apei lîngă puţ, şi în consecinţă denivelarea, rămîne mult sub valorile maxime respective experimentale şi exprimate, de exemplu, prin formula Sichardt.

Dacă se scrie expresia $\mathrm{tg}\,\alpha = \frac{dy}{dx}$ la peretele puţului unde $x = r$,

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_r = \frac{Q}{2\pi h k r}, \qquad (10)$$

care se obţine prin derivarea ecuaţiei Dupuit scrisă sub forma:

$$y = \sqrt{h^2\left(1 + \frac{Q}{\pi k h^2} \ln \frac{x}{r}\right)}$$

şi inlocuind în (10) Q prin condiţia (9), se obţine:

$$\mathrm{tg}\,\alpha = \frac{2\pi r h v_a}{2\pi r h k} = \frac{v_a}{k}. \qquad (11)$$

Ori, din cauza că v_a variază în acelaşi sens cu k, deoarece valori mai mari decît v_a corespund unor diametre mai mari ale granulelor, iar acestora, coeficienţi k mai mari, valoarea raportului $\frac{v_a}{k}$ variază în limite destul de restrînse şi care rămîn întotdeauna practic inferioare pantei maxime. Diagrama din fig. 4, unde sînt trasate liniile $\frac{v_a}{k}$ şi $i_{max} = \frac{1}{15\sqrt{k}}$, în funcţie de k, arată clar cele afirmate mai sus, cel puţin pentru intervalul în care formula Sichardt dă valori apropiate de realitate, ceea ce este cazul pentru mare parte din domeniul acoperit de practică ($k = 0{,}001 \ldots 0{,}1$ m/s).

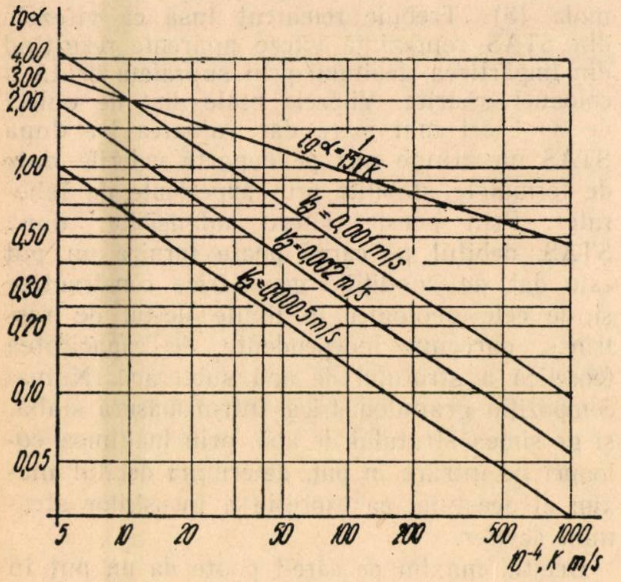


Fig. 4

Văzut deci sub unghiul necesităţilor practice pentru dimensionarea captărilor de apă subterană prin puţuri, eforturile teoretice pentru determinarea formei suprafeţei de depresiune în jurul captării nu interesează de loc, deoarece consideraţiile pur tehnologice ale practicii implică depresiuni mult mai mici decît cele obţinute cu panta limită pe care le poate atinge suprafaţa liberă a apei subterane în apropierea puţurilor.

Acest fapt permite şi aplicarea teoriei lui Dupuit cu foarte bună aproximaţie la toate problemele apei subterane în cîmpul din jurul captărilor, începînd cu metoda Thiem pentru determinarea pe teren prin probe de pompare a coeficientului de infiltraţie şi terminînd cu cercetarea interacţiunii între mai multe puţuri după metoda Forchheimer. Numai formula clasică a lui Dupuit pentru debitul unui puţ în apă cu oglindă liberă:

$$Q = \frac{\pi k \left(H^2 - h^2\right)}{\ln \frac{R}{r}}$$

rămîne inutilizabilă sub această formă, din cauză că conţine valoarea R imposibil de determinat şi, de altfel, lipsită de sens fizic.

Rămîne formula (9), singura practic utilizabilă pentru determinarea debitului maxim pe care-l poate furniza un puţ.

Cu totul altfel se prezintă problema mişcării apei subterane spre un dren orizontal. Deşi problema este în fond plană, ea prezintă totuşi pînă acum dificultăţi mai mari decît cea axial-simetrică a puţului. Principala dificultate este determinarea înălţimii apei lîngă dren, dar pe care nici o teorie nu a reuşit pînă acum s-o facă. Nu au lipsit nici aici cîteva încercări teoretice, ca de exemplu cele ale lui Jaeger, despre care am vorbit mai sus în legătură cu puţurile, care, aplicate analog la dren, duc de asemenea la rezultate eronate, pentru că admit — contrar realităţii — că unghiul maxim al suprafeţei libere de depresiune lîngă dren este de 90^0.

De asemenea, teoriile lui Casagrande [13] şi Chwalla [14] nu rezolvă problema, deoarece aceste încercări au luat în consideraţie cîmpul extrem de limitat şi de formă cu totul specială al infiltraţiei printr-un dig permeabil.

Încercările de laborator asupra problemei liniei de infiltraţie printr-un dig permeabil, tratată ca problemă plană, au reprodus fenomene a căror formă de ansamblu sînt mult depărtate de cele condiţionate de captările de apă subterană. Frumoasele reprezentări conforme ale fluxului spre un dren plasat în mijlocul unui cîmp infinit de apă în mediu poros, admit în mod cu totul teoretic şi arbitrar că apa intră chiar la înălţimea diametrului drenului, ceea ce este cu totul necorespunzător realităţii la drenurile de captare şi reduce deci valoarea acestor cercetări la aceea a unor simple exerciţii de mecanica fluidelor. Ceea ce se întîmplă în realitate este o frîngere a suprafeţei libere a apei la limita între terenul acvifer neturburat şi umplutura făcută deasupra drenului. Această frîngere este în funcţie de raportul între permeabilităţile celor două porţiuni de teren. Nu se cunoaşte însă pînă acum nici o metodă şi nici nu s-au făcut încercări pentru a determina panta maximă la exteriorul suprafeţei de contact lîngă dren. Această pantă maximă există desigur şi în cazul drenurilor şi determină înălţimea minimă a apei lîngă dren independent de diametrul sau de înălţimea de construcţie a dispozitivului de captare.

În formula clasică a drenului după teoria Dupuit:

$$q = \frac{K\left(H^2 - h^2\right)}{2R},$$

valoarea R prezintă tot atîtea dificultăţi principiale de definiţie fizică şi determinare practică, ca la puţuri, iar valoarea h este necunoscută, după cum am arătat mai sus.

★

Din scurta expunere a problemelor teoretice şi practice care se ridică în legătură cu proiectarea raţională şi metodică a captărilor de apă subterană, se desprind următoarele concluzii:

a) Determinarea teoretică a formei suprafeţei libere a apei subterane în apropierea unui puţ de captare nu interesează în practica dimensionării captărilor.

Ar interesa însă, şi ar trebui continuate, studiile despre pantele maxime ale acestei suprafeţe în contact cu peretele puţului.

În legătură cu această pantă maximă rămîne de studiat şi denivelarea maximă lîngă puţ.

b) Trebuie studiate mai profund vitezele de intrare în puţ admisibile, pentru a obţine o aplicare mai elastică a prescripţiilor cu cifre mai puţin arbitrare şi pentru a putea dimensiona mai economic captările de apă subterană.

c) Este neapărat necesar să se întreprindă studii sistematice de laborator şi de teren pentru determinarea ştiinţifică a pantelor maxime şi a înălţimilor maxime ale apei subterane lîngă un dren de captare în vederea fundării unei teorii valabile şi cu rezultate practice admisibile.

Ca o observaţie cu caracter general, trebuie relevat faptul că în materie de mişcare a apei subterane încercările de laborator nu pot fi concludente decît dacă sînt controlate prin cercetări la scară mare pe teren, singurele care elimină influenţa pereţilor destul de apropiaţi ai aparatelor de laborator.

Bbiliografie

[1] *Kozeny:* „Uber die Grundwasserbewegung, Wasserkraft und Wasserwirtschaft“, 1927.

[2] *Jaeger Ch.:* Remarques sur les nappes souterraines en regime permanent, Schweizerische Bauzeitung, 1947.

[3] *Cambefort H.:* Les puits filtrant et la formule de Dupuit, Travaux, 1948.

[4] *Vibert A.:* Le mouvement de l'eau dans le sol, Le Génie civil, 1938.

[5] *Ehrenberger R.:* Versuche über die Ergiebigkeit von Brunnen und Bestimmung der Durchlässigkeit des Sandes, Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur und Architektenvereines, 1928.

[6] *Sichardt — Kyrieleis:* Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten, Berlin, 1930.

[7] *Boulton N. S.:* The flow pattern near a gravity well in a uniform Water-bearing medium, Journal of the institution of civil engineers, 1951.

[8] *Scelkaciev V. N. — B. B.:* „Hidraulica subterană“, Moscova, 1949.

[9] *Southwell R. V.:* Relaxation methods in engineering Science, University Press, Oxford, 1940.

[10] *Dumitrescu D., Ionescu V.* şi *Toth R.:* Aplicarea metodei reţelelor la studiul mişcării fluidelor grele cu suprafaţă liberă, Academia R.P.R. Studii şi cercetări de mecanică aplicată, nr. 3—4/1955.

[11] *Hall H. P.:* An investigation of steady flow toward a gravity well, La Houille Blanche, I. 1955.

[12] *Abramov-Bindeman, Simonov:* Captări de apă subterană, Moscova, 1947.

[13] *Casagrande L.:* Näherungsverfahren zur Ermittlung des Sickerung in geschütteten Dämmen auf undurchlässige Sohle, Die Bautechnik, 1934.

[14] *Chwalla K.:* Neue Untersuchungen zur Berechnung von Grundwasserströmungen, Die Bautechnik, 1938.

★

ПРОБЛЕМЫ ДВИЖЕНИЯ ГРУНТОВОЙ ВОДЫ В СВЯЗИ С РАСЧЕТОМ КАПТАЖЕЙ ВОДЫ

Рассматривается с критической точки зрения нынешнее положение движения грунтовой воды в связи с устройствами для каптажа воды, причем указывается, что до сих пор не существует еще удовлетворительной теории, давшей практические результаты для расчета каптажей. При расчете каптажей колодцев этот пробел не играет особой роли, так как прочие технологические факторы, как например, критическая скорость увлечения мелких частиц, определяют размеры и дебит этого каптажного приспособления. При каптаже дренажным способом, теоре-

PROBLEME DER GRUNDWASSERBEWEGUNG IM BEZUG AUF DIE BEMESSUNG DER WASSERFASSUNGEN

Es wird der heutige Stand der verschiedenen Theorien über die Grundwasserbewegungen im Bezug auf die Wasserfassungen kritisch erörtert, und gezeigt dass wir bis jetzt keine befriedigende Theorie mit praktischer Anwendbarkeit für die Bemessung der Wasserfassungen besitzen. Für die Bemessung von Brunnenfassungen ist dieser Mangel nicht sehr fühlbar, da in diesem Falle andere und zwar technologische Faktoren, wie zum Beispiel die kritische Schwebeтический анализ явления, имеющего место у каптажа, имеет весьма большое значение для его расчета.

Делается обзор попыток в течение последних 30 лет, и указывается что до сих пор не была создана соответствующая теория поведения свободной поверхности подпочвенного водяного пласта вблизи каптажного дренажа.

Предлагается проведение экспериментальных исследований на местах путем бурения и откачки для разъяснения всех разбираемых вопросов, причем особое внимание уделяется тому, что лабораторные испытания не являются достаточно основательными в этой специальной области, в которой необходима тесная увязка с практикой.

geschwindigkeit der feinen Bodenteilchen die Abmessungen und die Ergiebigkeit der Wasserfassung bestimmen. Bei horizontalen Sammelleitungen hat jedoch die theoretische Erfassung der Wasserbewegung für die richtige Bemessung eine grosse Bedeutung. Wie gezeigt wird, haben die Untersuchungen der letzten 30 Jahre keinen nennenswerten Erfolg in der Lösung der Frage nach dem Verhalten des freien Grundwasserspiegels in der Nähe der Sammelleitungen aufzuweisen.

Es wird vorgeschlagen, ausgedehnte Untersuchungen im Gelände mit Bohrungen und Versuchbrunnenbetrieb vorzunehmen, um die aufgezeigten Fragen zu lösen, wobei besonders darauf hingewiesen wird, dass Laboratoriumsversuche auf diesem besonderen Gebiete keine vollgültige Aufschlüsse geben können.

Studiul hidraulic al unei stavile-clapetă articulată într-un prag de fund *)

Ing. **M. Kahan**, ing. **Gh. Marinescu** şi ing. **C. Iamandi**

Stavilele-clapetă au căpătat în ultimul timp o largă răspîndire în cadrul construcţiilor hidrotehnice, datorită avantajelor deosebite pe care acestea le oferă, în special în cazurile în care funcţionarea lor se echilibrează prin contragreutate.

Calităţile principale ale acestui tip de stavilă constau în: acţionarea rapidă şi automată, asigurarea unui nivel de retenţie cu oscilaţii mici, posibilitatea de a bara, la înălţimi mici de reţinere, deschideri foarte mari, funcţionarea optimă în ce priveşte gheţurile şi plutitorii, exploatarea simplă şi ieftină etc.

Stavilele-clapetă au fost utilizate cu precădere pe baraje deversoare sau praguri înălţate, unde ele se pretează la automatizare prin echilibrare. Automatizarea a impus un studiu hidraulic teoretic şi de laborator amănunţit, şi astăzi există în literatura tehnică un bogat material în această privinţă.

Acest tip de stavilă a fost utilizat şi în cazul pragurilor joase (înecate), avînd în vedere că răspund în bune condiţii la unele din cerinţele acestui tip de construcţie (capacitate de debit mare, scurgerea gheţurilor şi plutitorilor asigurată în condiţii bune etc.).

Din literatura tehnică, rezultă însă că în asemenea cazuri, în practică, nu s-a utilizat automatizarea funcţionării prin echilibrare, ci numai funcţionarea cu ajutorul unor sisteme mecanice sau electro-mecanice. Acest lucru a făcut ca studiul hidraulic al stavilelor-clapetă înecate să fie mai puţin dezvoltat, ceea ce explică lipsa de material documentar din literatura tehnică de specialitate în acest domeniu.

Prezentul articol cuprinde tocmai rezultatele unui studiu hidraulic de laborator al unei clapete articulate într-un prag de fund. Studiul a pornit de la o soluţie dată în proiectare într-un astfel de caz, soluţie care prevedea clapete automate prin echilibrare, articulate într-un prag de fund, schema generală a amenajării fiind cea din fig. 1. Lungimea clapetei în secţiune transversală este de 3,00 m.

Deoarece această problemă interesează în momentul de faţă — în cazul captărilor de apă pentru folosinţe importante: agricole, energetice, industriale etc., — în prezentul studiu s-au extins unele aspecte mai importante pînă la rezultate şi concluzii mai generale, care se pot folosi, eventual, şi la alte construcţii asemănătoare.

★

Condiţiile urmărite în general, în proiectare, la o astfel de construcţie constau în:

1) obţinerea unei automatizări hidraulice perfecte, care să asigure la viitură coborîrea sigură şi rapidă a clapetelor;

2) coborîrea la maximum a cotei pragului de deversare şi, prin aceasta, şi cota apelor maxime.

Buna funcţionare a unui astfel de sistem depinde în mod direct, şi într-o mare măsură, de o serie de factori incerţi, ca: coeficienţii de frecare ai mecanismelor, griparea articulaţiilor cu aluviunile aduse pe rîuri, îmbîcsirea etanşărilor etc.

---

*) Prezenta lucrare a fost executată în laboratorul hidrotehnic al Institutului de mecanică aplicată al Academiei R.P.R., de sub conducerea tov. prof. *D. Dumitrescu*, membru corespondent al Academiei R.P.R., căruia îi aducem mulţumiri călduroase pentru sfaturile ştiinţifice şi tehnice pe care ni le-a acordat în tot timpul cercetării. De asemenea, mulţumim tov. prof. *Dorin Pavel*, care a proiectat stavila-clapetă studiată şi a dat soluţia pentru încercări.

Desigur că toţi aceşti factori nu pot fi cercetaţi în condiţiile unui laborator hidraulic şi, de aceea, cercetările prezentate în lucrarea de faţă au fost executate în ipoteza funcţionării perfecte a clapetei.

În acelaşi timp, pentru a nu introduce în rezultatele obţinute portanţa clapetei, care variază de la o construcţie la alta, aceste rezultate sînt prezentate pentru forme ale clapetelor de grosime teoretică egală cu 0.

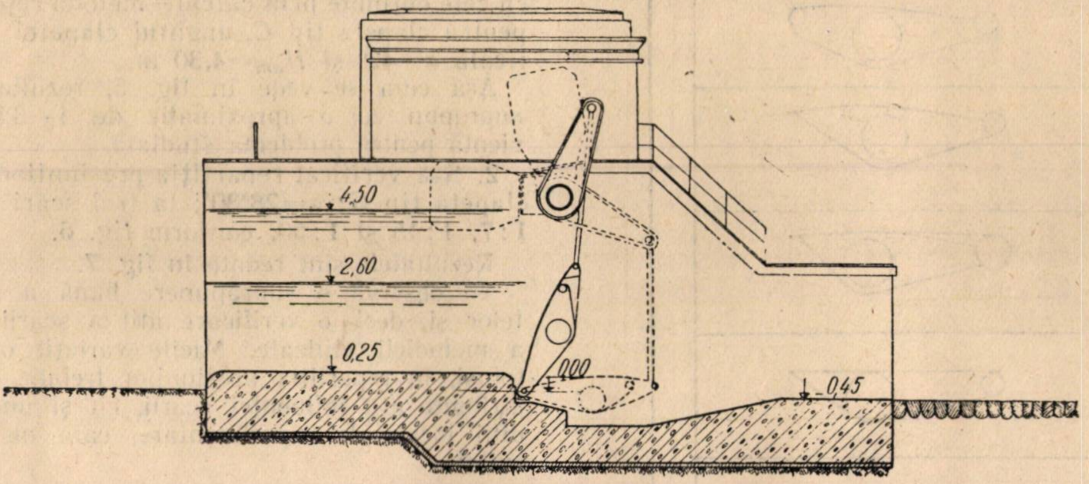


Fig. 1. Dispoziţia clapetei.

La acest tip de clapete, în măsura în care exploatarea poate asigura buna lor întreţinere şi funcţionare, iar proiectarea poate stăpîni în mod exact coeficienţii de frecare, condiţiile de exploatare etc., funcţionarea clapetelor depinde de repartiţia presiunilor pe clapetă, de momentele rezultante din presiunea hidrodinamică a apei.

Dată fiind importanţa determinării repartiţiei presiunilor în calculul funcţionării clapetelor, prezentul studiu a fost efectuat avînd în vedere în special variaţia acestei repartiţii de presiuni în funcţie de condiţiile de exploatare.

În cazul de faţă, repartiţia presiunilor nu poate fi obţinută printr-un calcul teoretic exact, deoarece funcţionarea clapetelor articulate într-un prag de fund depinde în mod direct de natura regimului de scurgere în aval de construcţie, deci de nivelele ce se realizează în aval în diversele condiţii de exploatare posibile. Din această situaţie rezultă că:

1. În calculul funcţionării clapetelor articulate într-un prag de fund se reflectă aproximaţiile inerente în determinarea curbelor de remu. Această aproximaţie este sporită în cazul în care curbele de remu sînt determinate numai prin calcul, fără măsurători pe teren.

Aceasta este, de altfel, situaţia curbelor de remu în marea majoritate a cazurilor.

2. Timpul de coborîre şi de ridicare a clapetelor echilibrate nu poate fi determinat cu anticipaţie, deoarece variaţia în timp a nivelelor amonte şi aval nu poate fi stăpînită printr-un calcul exact. În acelaşi sens se adaugă şi incertitudinea în determinarea frecărilor ce se nasc în timpul funcţionării clapetelor.

3. Din punctele (1) şi (2) de mai sus rezultă că, pentru unul şi acelaşi nivel amonte, nivelul aval poate căpăta toate valorile de la H minim la H maxim posibil.

În această lucrare s-a ales ca parametru principal cotele amonte (şi aval), deoarece funcţionarea stavilelor în cazul studiat este legată de asigurarea unor cote de inundabilitate limită.

Pentru a se putea asigura funcţionarea la toate situaţiile de exploatare posibile, încercările au fost efectuate pentru nivelul aval minim şi maxim posibil în fiecare situaţie în parte.

4. Deoarece în determinarea prin calcul a curbelor de remu putem avea aproximaţii pînă la 0,50—1,00 m, ceea ce înseamnă aproximaţii relativ foarte mari în valoarea momentelor, în proiectare trebuie să se aibă în vedere o rezervă importantă de calcul, cu atît mai mult, cu cît nu există posibilitatea practică de verificare a elementelor incerte (nivele, frecări etc.) la ape mari, la care clapetele trebuie să funcţioneze deja.

★

a) În cadrul lucrării au fost studiate următoarele probleme:

1) influenţa formei clapetei asupra repartiţiei presiunilor, pe şapte tipuri de clapetă — de la tipul *A* foarte convex la tipul *F* concav, trecînd prin forma plană — conform fig. 2;

2) influenţa formei radierului asupra repartiţiei presiunilor pe cinci tipuri de radier diferite, conform fig. 3;

3) eficacitatea scurgerii unei părţi din debit pe sub clapetă prin dispozitivele reprezentate în fig. 4, *a;*

4) eficacitatea unei legături tubulare între spațiul de sub clapetă și avalul construcției, conform fig. 4, *b*.

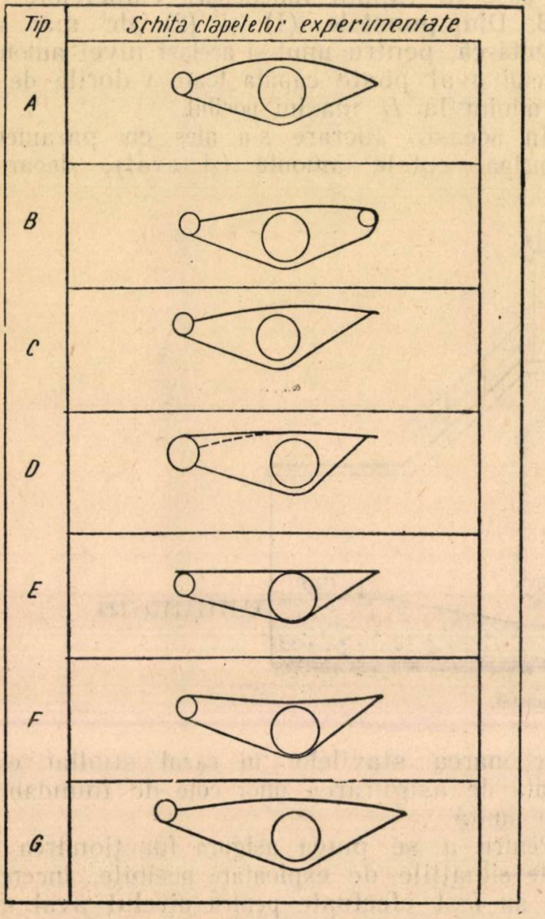


Fig. 2. Diferite tipuri de clapetă studiate

Pentru diferitele variante studiate, s-a urmărit și transportul aluviunilor.

b) Modelul a fost realizat într-un canal vitrat, lățimea canalului fiind de 30 cm, iar lungimea, de 8 m. Măsurătorile de debit și nivele s-au realizat mecanic, presiunile — piezometric.

c) Scara modelului a fost de 1:15 — scară curentă în laborator la astfel de încercări. Ea a fost stabilită pe baza instalațiilor disponibile în laborator.

Pentru verificarea scării și a metodicii de experimentare s-au utilizat două procedee, și anume:

1. S-au comparat rezultatele experimentale cu cele obținute prin calcul—metoda rețelelor—pentru clapeta tip *C*, unghiul clapetei cu verticala $\alpha=42^0$ și $H_{am}=4{,}30$ m.

Așa cum se vede în fig. 5, rezultatele se suprapun cu o aproximație de 1—3% suficientă pentru problema studiată.

2. S-a verificat repartiția presiunilor pentru clapeta tip *C*: $\alpha=28^0 30'$; la trei scări diferite 1 : 7, 1 : 15 și 1 : 50, conform fig. 6.

Rezultatele sînt redate în fig. 7.

Se observă o suprapunere bună a rezultatelor și, deci, o verificare atît a scării, cît și a metodicii utilizate. Micile variații obținute, totuși, în repartiția presiunilor trebuie desigur atribuite atît influenței scării, cît și unor condiții locale de experimentare, care nu pot fi evitate.

★

Studiul a fost început cu clapeta tip *A* și radierul tip I.

Pentru această soluție, în poziția complet culcată a clapetei $\alpha=90^0$, s-a obținut o repartiție a presiunilor la extradosul clapetei și cota piezometrică sub clapetă, conform fig. 8.

Urmărind aspectul general al scurgerii la H_{aval} minim și maxim (fig. 9) și repartiția presiunilor de mai sus, s-au putut trage următoarele concluzii:

1. La extrados are loc o concentrare a liniilor de curent, deci o mărire a vitezelor și o

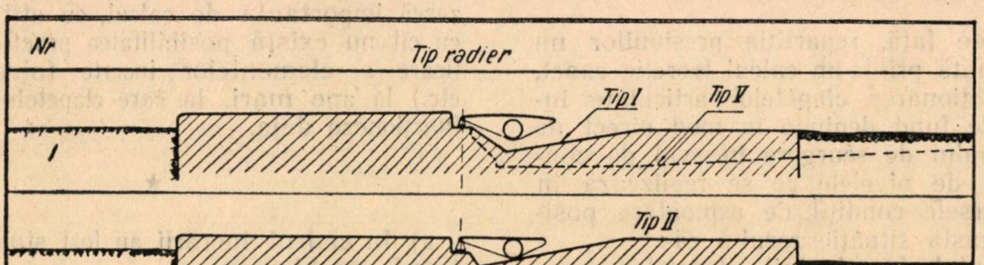


Fig. 3. Variante de radier studiate.

micșorare a presiunilor în apropierea racordării celor două raze de curbură, cu care este trasată această formă a clapetei. Spre vîrf are loc o desprindere a liniilor de curent și o micșorare a vitezelor, deci o creștere a presiunilor.

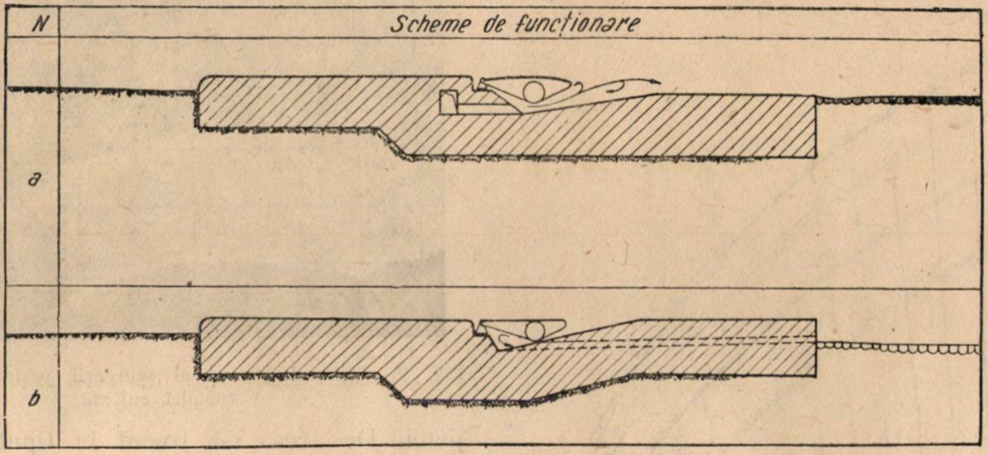


Fig. 4. Variante special studiate.

Acest fenomen, cunoscut de altfel în literatura tehnică, este accentuat în cazul de față de faptul că forma clapetei tip *A* nu corespunde unui profil hidrodinamic bun. Un profil hidrodinamic bun cere o rază de curbură mare la bordul de fugă, bordul de atac putînd avea și o rază mică. Clapeta tip *A* are o rază de curbură mare la bordul de atac și o rază mică de curbură la bordul de fugă.

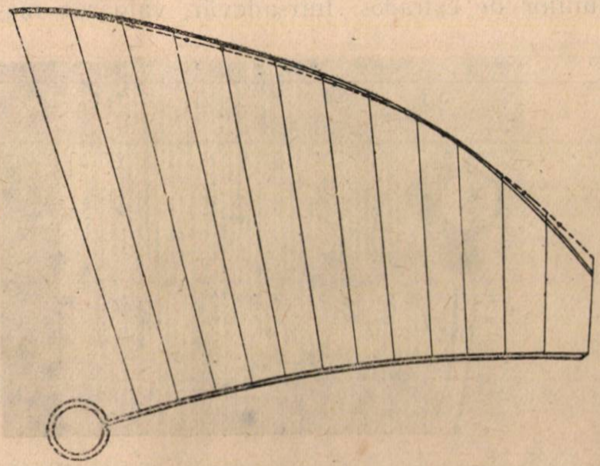


Fig. 5. Verificarea rezultatelor experimentale cu cele obișnuite prin calcul (metoda rețelelor). Clapeta tip *C*; $\alpha = 42^{0}$; $H_{am} = 4{,}30$ m:

———— determinat experimental;
------------ determinat cu metoda rețelelor.

2. Vîna de apă lovește contrapanta radierului imediat în aval de clapetă sub un unghi mare. Aceasta duce la formarea unui impuls contrar curentului general, cu rezultatul unei măriri a contrapresiunii sub clapetă.

3. Cele două fenomene de mai sus au ca efect o micșorare a presiunilor în partea centrală a clapetei, așa cum se vede în fig. 10. În cazul nivelelor aval minime, micșorarea presiunilor duce chiar pentru nivele mici amonte, la un început de subpresiune. În cazul nivelelor aval maxime, nu sînt subpresiuni, deoarece micșorarea presiunilor este compensată de ridicarea generală a curbei presiunilor și a cotei piezometrice la intrados sub influența ridicării nivelului aval.

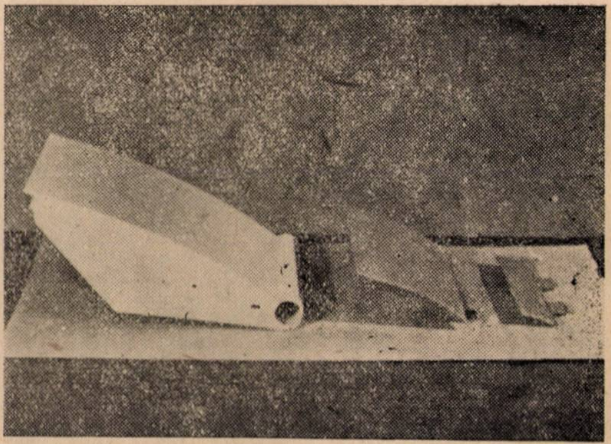


Fig. 6. Clapeta tip C modelată la trei scări pentru verificarea metodicii de experimentare.

4. Ca rezultat al variației presiunilor descrise mai sus se obțin, după cum se va arăta mai jos, momente rezultante negative (portante) de circa 2,5 — 4 tm/ml clapetă, conform fig. 11 tip *A* R_1, $\alpha = 95^{0}$.

Analizînd epura presiunilor și variația momentelor pentru H_{aval} maxim și minim, rezultă următoarele:

a) La acest tip de clapetă, foarte convex, nivelul aval mărește numai valoarea absolută a presiunilor la extrados, fără a micşora valoarea depresiunii maxime, din care cauză momentele rămîn sensibil aceleaşi.

b) Ridicarea nivelului aval duce la mărirea presiunii sub clapetă, în acelaşi timp, însă, micşorează efectul curbării liniilor de curent la extrados şi impulsul dat de acest fenomen sub clapetă.

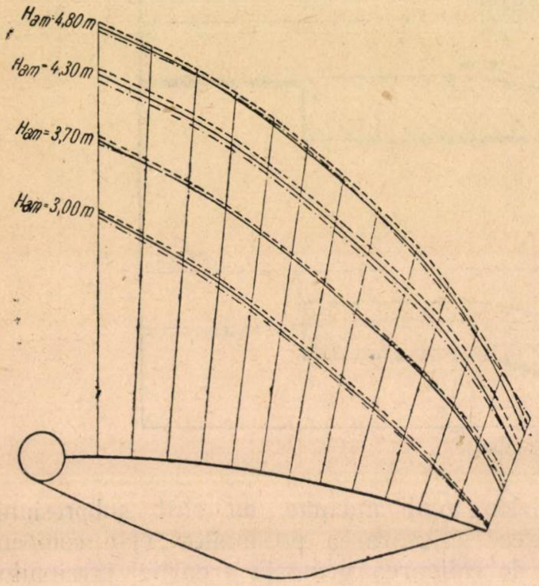


Fig. 7. Clapeta tip C $\alpha = 28^0 30'$. Repartiţia presiunilor comparate pentru cele trei scări încercate :

.... 1 : 7
———— 1 : 15
—.—.—. 1 : 50.

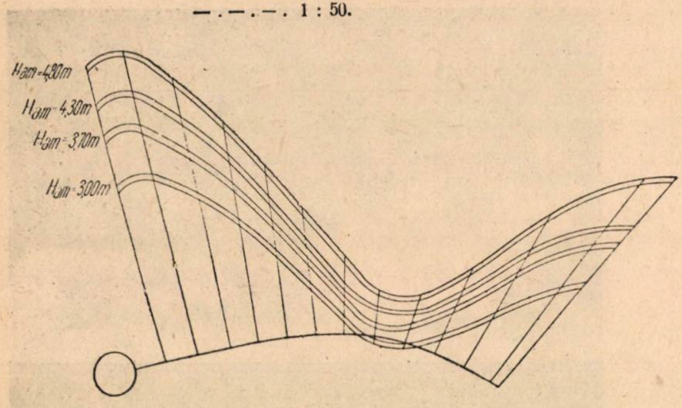


Fig. 8. Repartiţia presiunilor la extrados. Tip A $\alpha = 90^0$. Nivele aval minime.

În urma acestui fapt, echilibrul general al forţelor care acţionează clapeta se modifică în mod neesenţial.

Deoarece soluţia studiată conduce la un început de subpresiune şi, în special, conduce la momente negative (portante) importante, s-a impus studiul unor noi variante, care să ducă la o îmbunătăţire sensibilă a repartiţiei presiunilor.

Din cele de mai sus a rezultat calea de urmat, şi anume, modificarea succesivă a formei clapetei şi a radierului.

c) În ce priveşte schimbarea formei clapetei, în scopul ameliorării repartiţiei presiunilor, din cele de mai sus a rezultat necesitatea măririi razei de curbură pentru arcul al doilea al clapetei. De aceea s-a trecut la tipul de clapetă următor — tipul B cu o singură rază de curbură mare $R = 7\,400$ mm. Pentru asigurarea unei mai bune treceri a plutitorilor peste creasta clapetei, s-a prevăzut o curbare la buza clapetei, pe un cerc cu diametrul de 25 cm, ca dispoziţie constructivă locală. Diagrama presiunilor a arătat o ameliorare a repartiţiei presiunilor de extrados. Într-adevăr, valoarea maximă a depresiunii este micşorată (în ciuda prezenţei ciocului) de la 150 cm col. apă la 20 cm col. apă (pentru nivelul apei în amonte + 3,70 m).

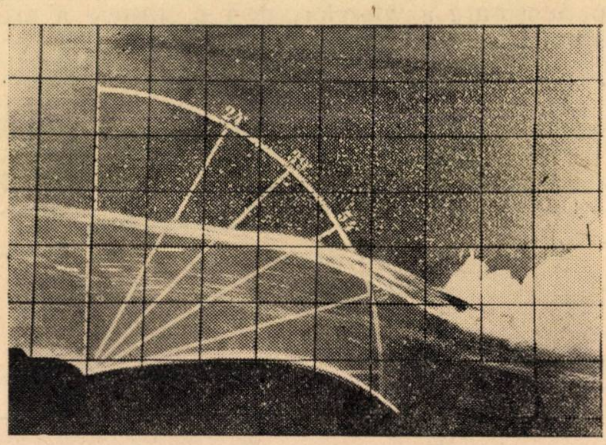


Fig. 9. Aspectul general al scurgerii peste clapeta tip A complet culcată.

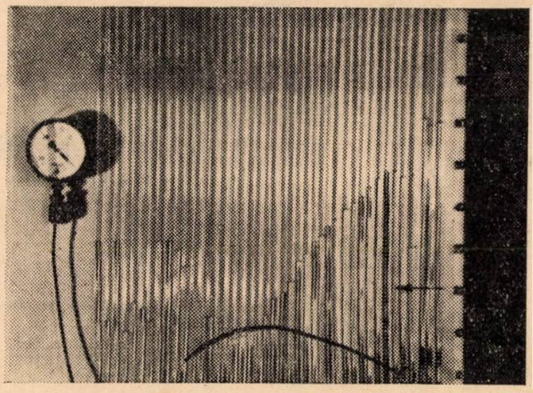


Fig. 10. Tabloul piezometric pe care se poate vedea micşorarea presiunilor în partea centrală a clapetei tip A.

Mărirea razei de curbură a deplasat maximul de depresiune spre buza clapetei şi, prin aceasta, a micşorat suprafaţa zonei de depresiune. În acelaşi timp însă, curbura mare a ciocului deplasează spre amonte punctul de stagnare a vitezelor (de pe radierul aval), mărind prin aceasta unghiul de incidenţă al jetului cu contrapanta radierului. Aceasta duce la o mărire a impulsului, şi deci a contrapresiunilor, cu efect ascensional de sub clapetă. Acest efect al ciocului reduce avantajul obținut în mărirea razei de curbură a clapetei.

In aceste condiții, s-a renunțat la ciocul preconizat și s-a ajuns la cea de a treia formă — clapeta tip *C*, formată dintr-un singur arc de cerc cu raza de 7 400 mm, fără cioc.

S-a renunțat la cioc și datorită faptului că, în proiectarea inginerească, s-a constatat că astfel de curburi în locul desprinderii jetului de apă pot da naștere la vibrații ale construcției *).

Din diagrama presiunilor obținute la clapeta tip *C*, se pot deduce următoarele, conform fig. 12:

a) *Repartiția presiunilor la extrados*

1. Repartiția presiunilor pentru pozițiile coborîte ale clapetei este foarte mult influențată de regimul de scurgere aval.

Această influență este mai importantă la vîrful clapetei (în poziția culcată a acesteia) și tinde spre zero la articulație.

Pentru exemplificare, la $\alpha = 88^0$ și $H_{am} = 4{,}80$ m presiunea la vîrful clapetei variază de la 3,0 t/m^2 (atunci cînd avem în aval un regim de scurgere lent, iar trecerea către acest regim se face prin salt apropiat) la 2,2 t/m^2 (atunci cînd avem în aval un regim de scurgere rapid și, deci, trecerea la acest regim nu se realizează prin salt). La pozițiile ridicate ale clapetei, influența regimului aval este foarte mică.

2. Tipul de radier influențează repartiția presiunilor prin intermediul regimului de scurgere pe care îl creează în aval de clapetă. Astfel, tipurile de radier, care, pentru anumite nivele amonte și aval, provoacă înecarea saltului în aval de clapetă, conduc la presiuni mai mari la extrados decît tipurile de radier care nu provoacă înecarea saltului.

3. Presiunea la extrados prezintă pulsații datorită oscilațiilor lamei și saltului aval, ale căror amplitudini sînt de circa 5—8% din valoarea medie.

Complexitatea fenomenului saltului hidraulic face ca extrapolarea rezultatelor de la o scară la alta și la natură să devină nesigură pentru pozițiile culcate ale clapetei.

★

b) *Contrapresiunea aval*, care apare la intradosul clapetei, se datorește pe de o parte impulsului creat de curbarea liniilor de curent în zona saltului de apă, iar pe de altă parte, influenței nivelului aval, în special la nivele aval ridicate. Din datele obținute se pot deduce, analog ca și pentru repartiția presiunilor pe extrados, următoarele:

1. Contrapresiunea aval, pentru pozițiile coborîte ale clapetei, este influențată de regimul de scurgere aval. Pentru poziția culcată a clapetei, H_{am} = 4,80 m și creșterea nivelului aval H_{av} de la 2,50 m la 4,00 m, contrapresiunea variază de la circa 1,4 t/m^2 la 3,5 t/m^2, care este valoarea contrapresiunii maxime. Pentru poziția ridicată a clapetei, cota piezometrică a contrapresiunii aval urmărește în-

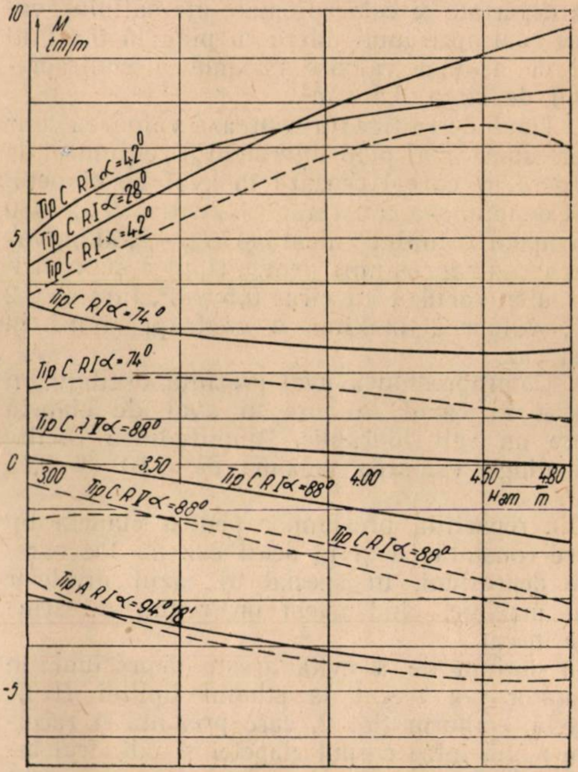


Fig. 11. Momentele datorite presiunii apei, influența formei clapetei și a radierului; $M = f(H_{am})$ la α = const.:
———— nivel aval minim;
.... nivel aval maxim;
T — tip clapetă; *R* — tip radier; α — unghiul clapetei față de verticală

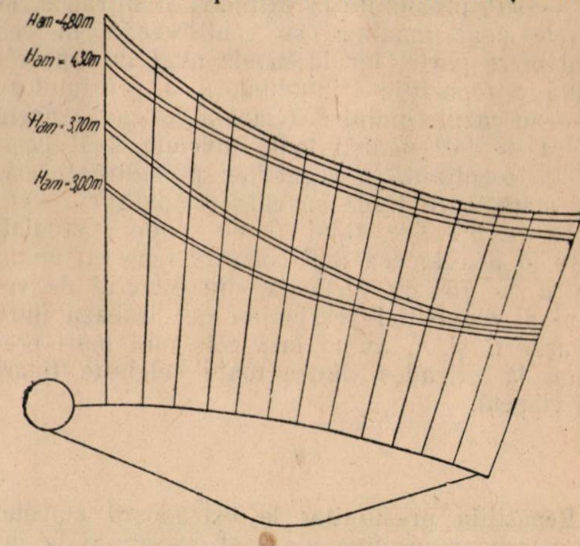


Fig. 12. Repartiția presiunilor la extrados. Nivel aval maxim. Tip. *C*, $\alpha = 90^0$.

---

*) Berezianski A. R.: *Construcții moderne de stavile de baraje în Germania*, Stroizdat, 1947, pag. 17.

deaproape cota nivelului aval. Influenţa regimului aval se face simţită în special la regim de scurgere cu salt instabil, cînd între poziţiile depărtate şi cele apropiate ale saltului, valorile contrapresiunii diferă cu pînă la 0,4 t/m^2 faţă de aceeaşi valoare maximă a contrapresiunii de circa 3,5 t/m^2.

2. Tipul de radier influenţează valoarea contrapresiunii aval prin intermediul regimului de scurgere pe care-l creează în aval de clapetă. Ca exemplu, s-a constatat că pentru $H_{am}=480$ m, clapeta complet culcată şi $H_{av}=2,50$ m, valoarea contrapresiunii pentru tipul *I* şi tipul *V* de radier variază cu circa 0,5 t/m^2, faţă de 2,2 t/m^2, valoarea maximă a contrapresiunii în acest caz.

3. Contrapresiunea aval prezintă oscilaţii, în special în cazul în care în aval de clapetă apare un salt hidraulic. Amplitudinea oscilaţiei atinge valoarea maximă de 0,10 — 0,15 t/m^2.

Din repartiţia presiunilor pentru clapeta tip *C*, se constată că şi în acest caz au loc oarecare depresiuni, în special în cazul nivelelor aval maxime, cînd avem un regim de scurgere înecat.

În dorinţa de a evita aceste depresiuni, în laborator s-a trecut la studiul tipului *D* de clapetă, conform fig. 2, care prezintă o racordare plană între corpul clapetei şi cilindrul articulaţiei. Încercările au arătat însă că acest tip de clapetă prezintă o hartă a presiunilor puţin diferită de cea obţinută pentru tipul *C*.

În continuare, în căutare de noi soluţii, s-a trecut la studiul formelor dreaptă şi concavă de clapetă tip *E* şi *F*, deşi din anumite puncte de vedere astfel de forme sînt astăzi respinse în literatura tehnică de specialitate.

Din analiza repartiţiei presiunilor pentru tipurile *E* şi *F* de clapetă rezultă următoarele:

— zona de depresiune dispare;

— în cazul tipului *E* (clapeta dreaptă), la $\alpha = 90^0$, presiunile la extrados şi intrados, la nivele aval maxime, se echilibrează în cea mai mare parte, iar la nivele aval minime rezultă o repartiţie triunghiulară a presiunilor;

— în cazul tipului *F* (clapeta concavă) avem la $\alpha = 90^0$ pentru toate nivelele aval posibile o rezultantă a repartiţiei presiunilor relativ mare, care tinde să culce clapeta.

În ce priveşte tipul *G* de clapetă studiat, care în poziţia cea mai coborîtă face un unghi de $\alpha = 75^0$ cu verticala, din punctul de vedere al repartiţiei presiunilor se situează între tipurile *C* şi *E*, avînd însă cele mai mari presiuni la extrados dintre toate celelalte tipuri de clapetă.

*

Repartiţia presiunilor la extradosul clapetei şi valorile respective ale contrapresiunii la intrados, conduc la momente rezultante care, în ultima analiză, determină sistemul de funcţionare al clapetei.

Aceste momente au fost calculate şi reprezentate în fig. **11**: $M=f\ (H_{am})$ la $\alpha=$ const. şi în fig. **13**: $M=f\ (\alpha)$ la $H_{am}=$const. pentru clapeta tip *C*. Curbe analoge au fost obţinute şi pentru celelalte tipuri de clapetă.

Momentele au fost calculate pentru un metru de clapetă în ipoteza nivelelor aval maxime, reprezentate prin linie întreruptă.

Din analiza acestor grafice rezultă următoarele:

a) Din fig. 11:

1. În cazul clapetei tip *A*, la $\alpha = 90^0$, apar momente negative (portante) între 2,5 şi 5 tm la nivele aval maxime şi între 3—4,5 tm la nivele aval minime.

2. În cazul nivelelor aval minime, prin trecerea de la clapeta tip *A* la clapeta tip *C* şi păstrarea radierului tip *I*, momentele negative sînt reduse aproape la zero.

3. Prin trecerea de la radierul tip *I*, la radierul tip *V*, momentele negative dispar.

4. La nivele aval maxime momentele negative reapar, fiind chiar mai mari pentru radierul tip *V* (0,5—3,5 tm) decît pentru radierul tip *I* (1—3 tm).

5. Din (3) şi (4) rezultă că radierul tip *V* este favorabil la nivele aval minime, şi defavorabil la nivele aval maxime. Acest lucru se explică astfel:

La nivele aval minime, radierul tip *V*, mai desfăşurat decît radierul tip *I*, îndulceşte curbura liniilor de curent imediat în aval de clapetă şi, prin aceasta, impulsul sub clapetă, iar la nivele aval maxime, radierul tip *I* este insuficient pentru a menţine un salt înecat. Astfel, la radierul tip *I* avem salt depărtat şi influenţa nivelului aval nu se face simţită direct sub clapetă, în timp ce la radierul tip *V*, care provoacă un salt apropiat, influenţa nivelului aval se resimte direct sub clapetă, mărind astfel momentele negative portante.

b) Din fig. 13 rezultă:

6. La toate tipurile de clapetă (*C*, *E*, *F* şi *G*) curba de momente $M=f\ (\alpha)$ pentru $H_{am}=$ $=3,00$ m şi nivele aval minime se găseşte deasupra curbei de momente $M=f\ (\alpha)$ pentru $H_{am}=4,80$ m şi nivelele aval minime începînd de la $\alpha=45 \ldots 50^0$.

7. La toate tipurile de clapetă (*C*, *E*, *F* şi *G*), curba de momente $M=f\ (\alpha)$ pentru $H_{am}=$ 3,00 m şi nivele aval minime se găseşte deasupra curbei de momente $M=f\ (\alpha)$ pentru $H_{am} > 3,00$ m şi nivele aval minime începînd de la $\alpha=55 \ldots 70^0$.

Ţinînd seamă de faptul că, cota de retenţie este de 2,90 m, curba de momente dată de contragreutate, pentru diversele poziţii ale clapetei, trebuie să acopere curba $M=f\ (\alpha)$ pentru $H_{am}=3,00$ şi nivele aval minime. Această condiţie asigură cota de retenţie normală.

In acelaşi timp, curba de momente dată de contragreutate, pentru diversele poziţii ale clapetei, trebuie să se găsească sub curba $M=f(\alpha)$ pentru $H_{am}=4{,}80$ m şi nivele aval maxime. Această condiţie asigură coborîrea clapetei la apele catastrofale.

Avînd în vedere însă aceste două condiţii care se cer în dimensionarea contragreutăţii şi ţinînd seamă de punctele 6 şi 7 de mai sus, rezultă că :

8. La toate tipurile de clapetă, pentru poziţii ale clapetei la care $\alpha > 45 \ldots 50^0$, apar două condiţii de dimensionare contradictorii de forma:

— M contragreutate $> M'_a$,

— M contragreutate $< M''_a$,

în timp ce $M'_a > M''_a$ (curbele M'_a şi M''_a sînt haşurate în fig. 13).

9. Condiţii asemănătoare contradictorii apar chiar la nivele aval minime pentru $\alpha=55 \ldots 70^0$.

Aceste condiţii contradictorii de la punctele 8 şi 9 nu există la clapetele echilibrate articulate pe creasta barajelor înalte sau a pragurilor înălţate.

In aceasta constă deosebirea esenţială dintre clapetele amintite mai sus şi clapetele articulate într-un prag de fund — la care apare influenţa nivelului aval.

Din fig. 13 şi celelalte analoge, se constată că formele de clapetă tip E şi F, la care s-a urmărit dispariţia momentelor negative, ridică curba $M=f(\alpha)$ pentru $H_{am}=3{,}00$ m şi nivele aval minime o dată cu micşorarea momentelor negative. In consecinţă, clapetele dreaptă şi concavă nu fac decît să mute contradicţia din zona momentelor negative în zona momentelor pozitive.

S-a observat că zona care separă cele două condiţii contradictorii se menţine la toate clapetele studiate, de la cea convexă la cea concavă.

Trebuie avut în vedere, că această zonă este în realitate mai mare, datorită momentului dat de portanţa clapetei în poziţiile coborîte. In acelaşi sens trebuie avute în vedere frecările care pot apărea şi care, la acest tip de construcţie, pot fi foarte mari, cît şi coeficienţii de siguranţă necesari în funcţionarea clapetei.

Ţinînd seamă de alura curbelor de momente, este necesar ca în proiectarea unor astfel de construcţii să se facă un studiu aprofundat asupra posibilităţilor practice de realizare a automatizării funcţionării.

Soluţii speciale studiate. S-a studiat eficacitatea unui jet de apă lansat sub clapetă, conform fig. 4, *a*. Dar din analiza unor date existente şi din calculele efectuate a rezultat faptul că un efect satisfăcător nu se poate obţine decît în cazul în care debitul trecut pe sub clapetă are acelaşi ordin de mărime cu debitul deversat peste clapetă. Ori, din datele studiului, debitul jetului poate fi de maximum cîteva procente din debitul cel mai mare deversat peste clapetă. In aceste condiţii însă, se obţine un efect de ejecţie de cîţiva centimetri, cu totul insuficient pentru scopul urmărit.

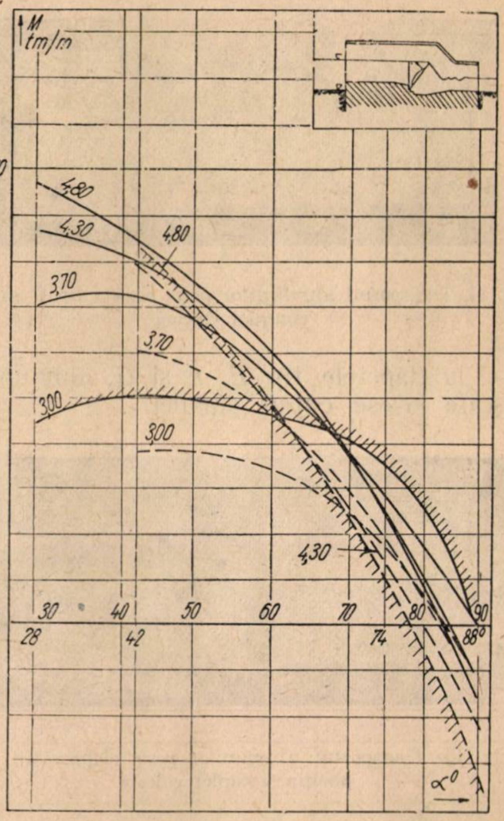


Fig. 13. Momentele datorite presiunii apei care acţionează clapeta de tip C. $M=f(\alpha)$ la H_{am} = const.

De asemenea, s-a mai studiat posibilitatea unei legături a spaţiului de sub clapetă cu avalul construcţiei, conform fig. 4, *b*, pentru a micşora contrapresiunea aval. Din măsurătorile efectuate rezultă că, datorită fenomenului de ejecţie, care există la trecerea apei peste clapetă, cota piezometrică de sub clapetă este mai mică decît cota apei în aval, ceea ce arată că o astfel de legătură ar putea duce numai la o sporire a contrapresiunii aval, şi nu la micşorarea ei.

De altfel, în general, este puţin probabil ca un astfel de canal să poată schimba în mod sensibil scurgerea în ansamblu şi presiunile sub clapetă.

Studiul transportului aluviunilor. Materialul folosit în modelarea aluviunilor a fost alicărie de cărămidă cu diametrul de 2—3 cm.

In fig. 14 şi 15 se dau cîteva aspecte ale transportului aluviunilor pentru clapetele tip C şi F, în poziţia complet culcată.

Din materialul obţinut în această parte a studiului rezultă următoarele :

— tendința de depunere a aluviunilor sub clapetă ;

— sporirea tendinței de depunere în cazul nivelelor aval ridicate ;

— tendința de depunere a aluviunilor crește trecînd de la clapeta tip *A*, la tip *C, E, F*, și este foarte mare la tipul *G* ;

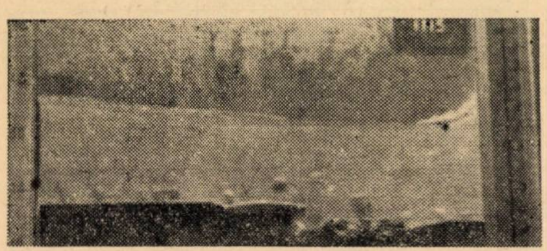


Fig. 14. Transportul aluviunilor peste clapeta tip *C* în poziția complet culcată

— la clapetele tip *E, F* și *G*, aluviunile în mișcare lovesc capul stavilei.

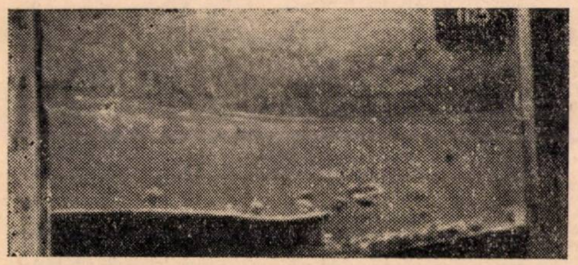


Fig. 15. Transportul aluviunilor peste clapeta tip *F* în poziția complet culcată

Concluzii generale

1. Studiul a fost efectuat pentru o gamă de clapete dintre care :

a) tipul *A* — constituie o limită prin faptul că duce la subpresiuni în cazul nivelelor amonte coborîte (la debite medii) ;

b) tipul *G* — constituie o limită prin faptul că duce la o curbă a momentelor foarte aplatizată în cazul cotei de reținere cerute și la nivele aval mici. Această aplatizare a curbei pune condiții dificile la dimensionarea mecanismelor de funcționare.

2. Între aceste două limite, toate tipurile de clapetă duc la două condiții de dimensionare a contragreutății, contradictorii, începînd de la o poziție ridicată de funcționare. În acest fenomen constă explicația faptului că în literatura tehnică de specialitate se indică : „Stavilele clapete echilibrate nu pot fi utilizate în condițiile înecării din partea biefului aval“ *).

3. Factorii hotărîtori în repartiția momentelor pe clapetă sînt nivelul aval, forma clapetei și tipul radierului aval.

4. Prin modificarea formei clapetei, se poate muta contradicția din zona momentelor negative în zona momentelor pozitive, și aceasta numai cu forme de clapetă tip *E*, care nu se recomandă în literatura de specialitate, și tip *F*, care nu se întîlnește în literatura tehnică.

5. Prelungirea în aval a radierului, necesară eventual pentru disiparea energiei, mărește presiunea la intrados în cazul nivelelor aval mari.

6. Deoarece în determinarea prin calcul a curbelor de remu putem avea erori de 0,50—1,00 m, ceea ce determină aproximații relativ foarte mari în valoarea momentelor, în proiectare trebuie să se aibă în vedere o rezervă importantă în considerarea rezultatelor, deoarece nu există posibilitatea practică de verificare prealabilă a elementelor incerte (nivele, frecări etc.) la ape mari, cînd clapetele trebuie să funcționeze deja.

7. Trecerea de la forma convexă la cea concavă a clapetei, înrăutățește transportul aluviunilor.

---

*) „*Verhnee stroenié plotin*“, Moscova, 1949, pag. 110.

★

ГИДРАВЛИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ КЛАПАННОГО ЗАТВОРА ВСТРОЕННОГО В ДОННЫЙ ПОРОГ

Описывается лабораторное исследование клапанного затвора, встроенного в донный порог, с целью определения возможности применения гидравлической автоматизации данных сооружений.

Выявляетя, что условия затопления со стороны нижнего бьефа при таких сооружениях ведут к разноречивым условиям проектирования, препятствуя применению гидравлической автоматизации.

HYDRAULISCHES STUDIUM EINES KLAPPENWEHRES AN EINER GRUNDSCHWELLE.

Die Arbeit enthält ein hydraulisches Laboratoriumsstudium der Klappenwehre auf Grundschwellen und bezweckt die Prüfung der Verwendungsmöglichkeit einer hydraulischen Automatisierung bei einer solchen Konstruktion.

Das Studium unterstreicht die Tatsache dass solche Konstruktionen Uberfüllung der Abwärtshaltung zu widersprechenden Projektierungsbedingungen führen, welche die Anwendung der hydraulischen Automatisierung verhindern.

Calculul distanţelor de protecţie sanitară la captările prin puţuri

Conf. ing. **D. Cioc**

Prin Hotărîrea Consiliului de Miniştri nr. 608/1952, se prevede obligativitatea protecţiei sanitare a captărilor de apă. În regulamentul de aplicare a Hotărîrii se impune instituirea în jurul captărilor de apă subterană a mai multor zone cu caracteristici diferite, în ceea ce priveşte condiţiile protecţiei sanitare a sursei de apă. Stabilirea corectă a dimensiunilor primei zone, perimetrul de regim sever prezintă o deosebită importanţă, deoarece suprafeţele de teren afectate de ea sînt scoase din folosinţa agricolă.

În regulamentul menţionat se arată că dimensiunile perimetrului de regim sever trebuie alese astfel, încît apa subterană, aflată la limitele perimetrului, să ajungă la captare în minimum 30 de zile, în care timp se presupune că se produce epurarea naturală a apei. Dimensiunile perimetrului de regim sever, înafară de timpul parcurs, depind şi de caracteristicile captării. De aceea, pentru a pune pe baze ştiinţifice fixarea dimensiunilor perimetrului de regim sever, este necesar să se stabilească formule sau metode de calcul pentru fiecare tip de captare.

În articolul de faţă se cercetează această problemă pentru puţuri care captează apa din pînze de apă cu suprafaţa orizontală, aşezate pe pat impermeabil orizontal, precum şi din pînze de apă în mişcare uniformă pe pat înclinat. Pentru primele se foloseşte denumirea de captări „în bazin", iar pentru ultimele — „captări în curent".

Pentru aceste captări se dau formulele sau metodele de calcul pentru determinarea „distanţelor de protecţie" sanitară, D, D_v, D_m, dimensiunile perimetrului de regim sever, care ca formă se ia dreptunghiular, aşa cum se arată în fig. 1.

Ipoteze de calcul şi metode de rezolvare

Se admite că mişcarea către puţuri se produce în regim laminar, ceea ce corespunde realităţii, cu excepţia unei zone de mică întindere în jurul fiecărui puţ, unde vitezele sînt mari şi unde se poate schimba regimul de mişcare. Această simplificare nu introduce erori sensibile în rezultate, deoarece nu modifică prea mult timpul de parcurs, din cauză că dimensiunile zonei în care mişcarea n-ar mai fi laminară sînt reduse şi viteza de mişcare a apei în această zonă este mai mare decît în rest.

Se presupune — în plus — că terenul este omogen şi izotrop, ceea ce permite ca studiul să se facă folosind metodele mişcărilor potenţiale. Pentru calculul distanţelor de protecţie s-au folosit trei metode. Prima dintre ele, care s-a aplicat atît la captările în bazin cît şi la cele în curent, constă în calculul timpului T, în care o particulă fluidă parcurge un anumit drum. Dacă se ia T egal cu timpul prescris de norme pentru epurarea naturală, atunci punctul de plecare al particulei (locul în care se află ea cu T zile înainte de a intra în puţ) se află pe granita teoretică a perimetrului de regim sever. Distanţele măsurate pe linia captării sau normal pe captare pînă la punctele de acest fel, cele mai depărtate de captare, sînt egale cu distanţele de protecţie indicate în fig. 1.

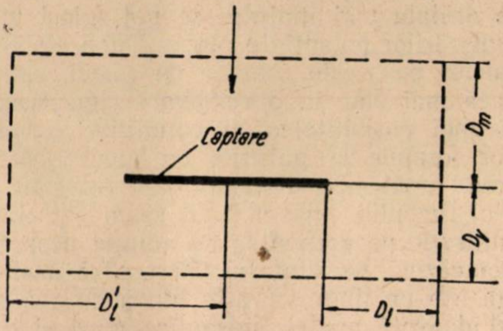


Fig. 1.

Formula de calcul pentru distanţele de protecţie sau, în general, pentru drumul parcurs într-un anumit interval de timp, rezultă din integrarea, pentru fiecare tip de captare, a ecuaţiei diferenţiale a timpului de parcurs scrisă astfel:

$$\mathrm{d}t = \frac{\mathrm{d}l}{\frac{v}{p}}, \tag{1}$$

în care:

dl este un element de drum pe traiectoria particulei;
v — viteza locală în punctul considerat;
p — porozitatea terenului.

Timpul $T = t_2 - t_1$, în care particula parcurge un drum oarecare $L = L_2 - L_1$, se obţine din integrarea ecuaţiei (1) pe acest drum:

$$T = p \int_{L_1}^{L_2} \frac{\mathrm{d}l}{v}. \tag{2}$$

Deoarece presupunem că mişcarea este permanentă, integrala (2) se poate efectua şi de-a lungul liniilor de curent, care, în cadrul mişcărilor permanente, se confundă cu traiectoriile.

O a doua metodă de calcul folosită rezultă din condiţia că volumul de apă, care la un moment dat, este cuprins în limitele perimetrului de regim sever, trebuie să fie egal cu volumul de apă dat de captare în timpul T, necesar pentru epurare naturală. Din această egalitate rezultă o ecuaţie, care, în unele cazuri, conduce la o formulă de calcul pentru distanţe de protecţie.

A treia metodă, folosită pentru puţurile în curent, constă în analizarea spectrului hidrodinamic al mişcării în scopul identificării zonelor care trebuie scoase din perimetrul de regim sever, pentru motivul că particulele de fluid aflate în aceste zone nu ajung la captare.

Aceste trei metode s-au folosit pentru calculul distanţelor de protecţie la puţuri arteziene perfecte, care captează apa din pînze sub presiune, aflate între două strate de teren impermeabile şi paralele. În această situaţie, mişcarea apei este o mişcare plană şi, la studiul ei, în ipotezele arătate mai înainte, se pot folosi metodele mişcărilor potenţiale plane. După stabilirea formulelor pe aceste scheme de calcul, care se pretează mai bine la o rezolvare riguroasă, se arată apoi posibilitatea şi condiţiile extinderii acestor formule la puţurile cu nivel liber. În tratarea problemei distanţei de protecţie, la calculul timpului, nu s-a ţinut seamă de timpul de infiltraţie pe verticală. Se admite acoperitor că apa căzută pe suprafaţa terenului poate să ajungă într-un timp scurt în pînza de apă subterană datorită pantei hidraulice mari şi datorită prezenţei în teren a unor crăpături sau a unor zone cu permeabilitate mai mare. De acest fenomen se poate ţine seamă, dacă în formule, în locul timpului de epurare naturală T, se ia:

$$T_1 = T - \frac{h}{k},$$

în care:

h este distanţa de la suprafaţa terenului la faţa pînzei de apă;
k — coeficientul de infiltraţie al terenului de deasupra pînzei de apă.

Trebuie observat însă că formula de mai sus este aplicabilă numai puţurilor cu nivel liber. La puţurile arteziene, apa de la suprafaţă nu mai ajunge direct în pînza activă printr-o mişcare pe verticală, ci ea pătrunde întîi în zona cuprinsă între tavanul pînzei şi planul de sarcină al ei şi, din această zonă, alimentează pînza activă.

Din această cauză, formulele stabilite în studiu dau pentru puţurile arteziene rezultate mai acoperitoare decît pentru cele cu nivel liber. La puţurile arteziene, în cazul cînd tavanul pînzei de apă este format dintr-un strat cu permeabilitate foarte mică, de exemplu argilă cu $k = 10^{-7}$m/s, drumul parcurs de apă în 30 de zile este

$$L = 10^{-7} \cdot 2{,}60 \cdot 10^{6} = 0{,}26 \text{ m},$$

deci, teoretic, la un astfel de puţ n-ar trebui să se prevadă zona întîi de protecţie. În legătură cu aceasta, trebuie subliniat că studiul mai amănunţit care urmează, al puţurilor arteziene, s-a făcut nu atît pentru importanţa practică a problemei în sine, cît pentru faptul că pe schema de calcul al puţurilor arteziene se poate face o tratare riguroasă a problemei, obţinîndu-se rezultate care apoi pot fi extinse la puţurile cu nivel liber.

Calculul distanţei de protecţie pentru un puţ artezian în bazin

Notaţiile folosite sînt cele indicate în fig. 2, şi anume:

H_m — grosimea stratului permeabil din care se captează apă;
H — sarcina hidrostatică, înainte de pompare, luată faţă de planul orizontal care trece pe la fundul puţului;
h — cota piezometrică într-un punct oarecare;
ρ — distanţa de la axul puţului pînă la un punct oarecare;
r — raza puţului;
k — coeficientul de infiltraţie al terenului.

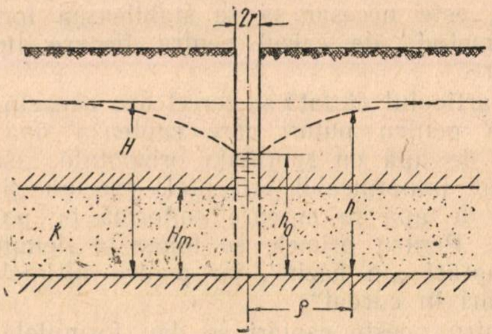


Fig. 2

Folosind prima metodă de calcul distanţa de protecţie D_1 măsurată de la axa puţului rezultă din integrala (2) scrisă pentru acest caz:

$$T = p \int_{D_1}^{r} \frac{d\rho}{v} \cdot \qquad (3)$$

Viteza locală v la distanţa ρ este:

$$v = -\frac{Q}{2\pi \rho H_m} \cdot$$

Inlocuind valoarea ei în (3) şi integrînd, se obţine:

$$T = \frac{2\pi p H_m}{Q} \left(\frac{D_1^2}{2} - \frac{r^2}{2} \right) \cdot$$

Dacă se neglijează r^2 faţă de D_1^2, se obţine formula cunoscută:

$$D_1 = \sqrt{\frac{QT}{\pi p H_m}} \cdot \qquad (4)$$

Folosind a doua metodă de calcul, se obține aceeași formulă din ecuația:

$$Q\,T = p\,\pi\,D_1^2\,H_m,$$

care exprimă egalitatea între volumul de apă pompat în timpul T și volumul de apă aflat în limitele perimetrului de regim sever.

Calculul distanțelor de protecție pentru trei puțuri arteziene în bazin

Cazul examinat este cel al șirului de puțuri, pentru care se pot stabili ușor formule generale de calcul.

Cu notațiile din fig. 3, potențialul vitezelor într-un punct oarecare are expresia:

$$\varphi = \frac{Q}{2H_m}\ln\rho_1\rho_2\rho_3 = \frac{Q}{2\pi H_m}\ln\sqrt{x^2+(y-a)^2}\cdot\sqrt{x^2+y^2}\cdot\sqrt{x^2+(y+a)^2}, \qquad (5)$$

în care Q este luat în valoare absolută.

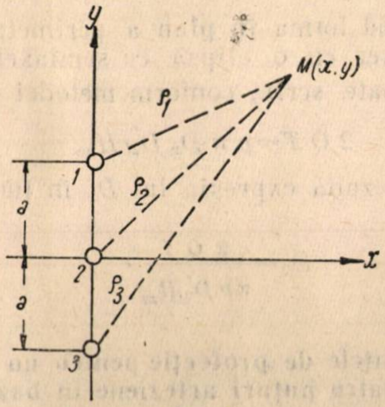


Fig. 3.

Pentru calculul distanței de protecție pe direcția normală pe linia captării, integrala (2) trebuie efectuată de-a lungul liniei de curent *ox* care trece prin puțul din centru. Viteza locală într-un punct oarecare de pe această linie de curent este:

$$V = V_x = -\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x}\right)_{y=0} = -\frac{Q}{2\pi H_m}\,\frac{3x^2+a^2}{x(x^2+a^2)}\cdot$$

Cu această valoare, integrala (2) se scrie:

$$T = \frac{2\pi p H_m}{Q}\int_r^D \frac{x^3+a^2x}{3x^2+a^2}\,dx\cdot$$

Integrînd și neglijînd pe $\left(\frac{r}{a}\right)^2$ față de $\left(\frac{D}{a}\right)^2$, se obține formula finală:

$$\frac{Q\,T}{\pi H_m p a^2} = \left(\frac{D_1}{a}\right)^2 = \frac{1}{3}\left[\left(\frac{D_3}{a}\right)^2 + \frac{2}{3}\ln\left(\frac{3D_3^2}{a^2}+1\right)\right]. \qquad (6)$$

Neglijînd termenul logaritmic din partea dreaptă — care reflectă influența faptului că debitul 3 Q se captează printr-un grup de puțuri — se ajunge la formula simplificată:

$$D_3^s = \sqrt{\frac{3\,Q\,T}{\pi p H_m}} = D_1\sqrt{3}\cdot \qquad (7)$$

La calculul cu formula simplificată, erorile variază după tabela 1.

Tabela 1

$\frac{D_3}{a}$	0,5	1	2	3	4	5
$100\frac{D_3^s - D_3}{D_3^s}$	37	28	16	10	7	5

Distanța laterală $D_3{'}_l$, măsurată pe direcția liniei de captare, de la axa puțului central, se obține din integrala (2) efectuată de-a lungul axei *oy*, de la D_3 pînă la a:

$$T = \frac{2\pi p H_m}{Q}\int_a^{D'_{3l}} \frac{y^3 - a^2 y}{3y^2 - a^2}\,dy.$$

Se obține formula finală:

$$\frac{Q\,T}{\pi p H_m a^2} = \left(\frac{D_1}{a}\right)^2 =$$

$$= \frac{1}{3}\left[\left(\frac{D'_{3l}}{a}\right)^2 - 1 - \frac{2}{3}\ln\frac{3\left(\frac{D'_{3l}}{a}\right)^2 - 1}{2}\right]\cdot \qquad (8)$$

Pentru distanța laterală D_{3l} măsurată de la ultimul puț, rezultă formula:

$$\frac{Q\,T}{p H_m a^2} = \left(\frac{D_1}{a}\right)^2 =$$

$$= \frac{1}{3}\left[\left(\frac{D_{3l}}{a}\right)^2 + 2\frac{D_{3l}}{a} - 2\ln\left(\frac{3}{2}\frac{D_{3l}^2}{a^2} + 3\frac{D_{3l}}{a} + 1\right)\right] \qquad (9)$$

Formula simplificată, care se obține considerînd puțurile grupate într-unul singur cu debitul 3 Q, este:

$$D_{3l}^s = D_1\sqrt{3} \qquad (10)$$

și dă erorile arătate în tabela 2.

$\frac{D_{3l}}{a}$	1	2	3	4
$\frac{D_{3l}^s - D_{3l}}{D_{3l}^s}\cdot 100$	26	20	16	13

Calculul distanţelor de protecţie pentru două puţuri arteziene în bazin

Schema captării şi notaţiile folosite sînt date în fig. 4. În fig. 5 se arată spectrul hidrodinamic al mişcării. Din examinarea lui se vede că axa *ox* este o linie de curent care se termină în origină — unde viteza este nulă — şi nu ajunge la nici unul din puţuri. Din această cauză nu se poate calcula distanţa de protecţie D_2 cu metoda folosită la grupul de trei puţuri, efectuînd integrala (2) de-a lungul axei *ox*.

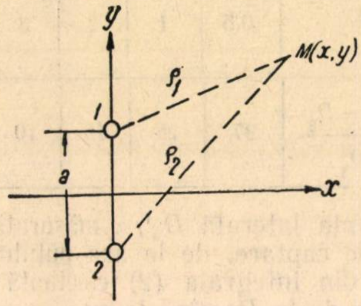


Fig. 4.

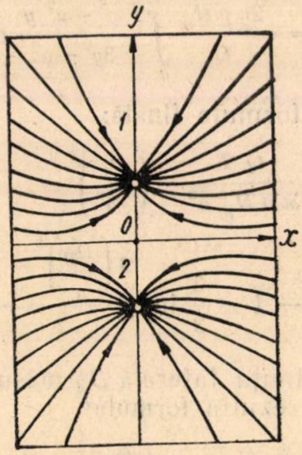


Fig. 5.

Pentru a stabili dimensiunea perimetrului de regim sever în direcţia axei *ox*, integrala (2) trebuie efectuată de-a lungul a diferite linii de curent care pleacă din unul din puţuri şi care au ecuaţia :

$$x^2-y^2-2\ Rxy+\frac{a^2}{4}=0,$$

în care:

$$R=\operatorname{ctg}\frac{2\pi H_m}{Q}\cdot\varphi\neq\infty\cdot$$

Pentru abscisa punctului final de pe fiecare linie de curent, corespunzător timpului *T*, se va obţine :

$$X_D=f\ (R)\cdot$$

Distanţa de protecţie D_2 se va determina luînd valoarea cea mai mare. Pe această cale calculul este foarte laborios şi dificultăţile pot fi ocolite dacă se foloseşte metoda a doua, după ce în prealabil se cunoaşte distanţa D'_{2l}.

Pentru calculul lui D'_{2l} integrala (2) se efectuează de-a lungul axei *oy* de la:

$$y_1=D'_{2l}\ \text{la}\ y_2=\frac{a}{2}$$

şi se obţine:

$$\frac{Q\,T}{\pi\,p\,H_m\,a^2}=\left(\frac{D_1}{a}\right)^2=$$

$$=\frac{1}{2}\left[\left(\frac{D'_{2l}}{a}\right)^2-\frac{1}{4}-\frac{1}{2}\ln\frac{2\,D'_{2l}}{a}\right]\cdot\qquad(11)$$

Din (11) se deduce formula pentru distanţa laterală D_{2l} :

$$\frac{Q\,T}{\pi\,p\,H_m\,a^2}=\left(\frac{D_1}{a}\right)^2=$$

$$=\frac{1}{2}\left[\left(\frac{D_{2l}}{a}\right)^2+\frac{D_{2l}}{a}-\frac{1}{2}\ln 2\frac{D_{2l}}{a}+1\right]\cdot\qquad(12)$$

Asimilînd forma în plan a perimetrului de regim sever cu o elipsă cu semiaxele D_2 şi D'_{2l}, se poate scrie, conform metodei a doua:

$$2\ Q\ T=p\,\pi\,D_2\,D'_{2l}\,H_m,$$

din care rezultă expresia lui D_2 în funcţie de D'_{2l} :

$$D_2=\frac{2\ Q\ T}{\pi\,p\,D'_{2l}H_m}\cdot$$

Distanţele de protecţie pentru un şir de patru puţuri arteziene în bazin

Aplicînd metoda folosită la şirul de două puţuri, se obţine pentru distanţa laterală D'_{4l} următoarea formulă:

$$\frac{Q\ T}{\pi\,p\,H_m\,a^2}=\left(\frac{D_1}{a}\right)^2=$$

$$=\frac{1}{4}\left[\frac{{D'_{4l}}^2}{a^2}-\frac{9}{4}-\frac{9}{10}\ln\frac{2D'_{4l}}{3a}-\frac{4}{5}\ln\left(\frac{{D'_{4l}}^2}{a^2}-\frac{5}{4}\right)\right]\cdot\ (14)$$

Punînd:

$$D'_{4l}=D_{4l}-\frac{3}{2}\,a,$$

se obţine pentru D_{4l} :

$$\frac{Q\ T}{\pi\,p\,H_m\,a^2}=\left(\frac{D_1}{a}\right)^2=\frac{1}{4}\left[\frac{{D_{4l}}^2}{a^2}+\frac{3D_{4l}}{a}-\right.$$

$$\left.-\frac{9}{10}\ln\left(\frac{2D_{4l}}{3a}+1\right)-\frac{4}{5}\ln\left(\frac{D_{4l}^2}{a^2}+3\frac{D_{4l}}{a}+1\right)\right].\ (15)$$

Distanţa de protecţie normală pe linia captării se calculează cu formula (13).

Distanța de protecție pentru un șir de cinci puțuri arteziene în bazin

Metoda de calcul este similară cu cea folosită pentru șirul de trei puțuri. Formulele de calcul care se obțin sînt date mai jos.

Pentru distanța de protecție D_5, normală pe linia captării :

$$\frac{Q\,T}{\pi\,p\,H_m\,a^2}=\left(\frac{D_1}{a}\right)^2=$$

$$=\frac{1}{5}\left\{\left(\frac{D_5}{a}\right)^2+\frac{2}{5}\left[A\ln\left(\frac{D_5^2}{\alpha\,a^2}+1\right)+C\ln\frac{D_5^2}{\beta\,a^2}+1\Big)\right]\right\}. \qquad (16)$$

În ecuația (16) A, C, α și β sînt constante care au valorile:

$$\alpha=\frac{15+\sqrt{145}}{10}\;;\qquad \beta=\frac{15-\sqrt{145}}{10}\;;$$

$$A=\frac{5}{2}\,\frac{\sqrt{145}-1}{\sqrt{145}}\;;\qquad C=\frac{5}{2}\,\frac{\sqrt{145}+1}{\sqrt{145}}\cdot \qquad (17)$$

Pentru distanța latarală de protecție D'_{5l} se obține expresia:

$$\frac{Q\,T}{\pi\,p\,H_m\,a^2}=\frac{1}{5}\left\{\left(\frac{D'_{5l}}{a}\right)^2-4-\right.$$

$$\left.-\frac{2}{5}\left[A\;\ln\frac{\left(\frac{D'_{5l}}{a}\right)-\alpha}{4-\alpha}+C\;\ln\frac{\left(\frac{D'_{5l}}{a}\right)-\beta}{4-\beta}\right)\right], \qquad (18)$$

în care α, β, A și C au valorile din ecuația (17).

Și pentru formula (16) se poate imagina înlocuirea ei cu o formulă simplificată de tipul (10) :

$$D_{5l}^s=D_1\sqrt{5}\cdot$$

În comparație cu formula exactă, ea dă erorile din tabela 3.

Tabela 3

$\frac{D_5}{a}$	0,5	1	2	3	4	5
$100\cdot\frac{D_5^s-D_5}{D_5^s}$	50	41	28	20	15	12

Distanța de protecție pentru un șir infinit de puțuri

Pentru șiruri cu un număr mai mare de cinci puțuri, calculele se complică. În practică este însă important să se poată face calculul distanțelor de protecție și pentru asemenea cazuri, care sînt cele care intervin în mod curent. O soluție ar fi să se aplice o formulă simplificată de tipul ecuației (13), dedusă în ipoteza că toate puțurile unui șir de n puțuri s-ar concentra într-unul singur cu debitul nq :

$$D_n=D_1\sqrt{n} \qquad (19)$$

După cum se vede din tabelele 1 și 3 această formulă dă abateri mari și care cresc pe măsură ce crește n. De aceea este mai rațional ca să se folosească pentru calcul diagrama din fig. 6, pe care este trecută și curba pentru cazul limită al unui șir cu un număr infinit de puțuri.

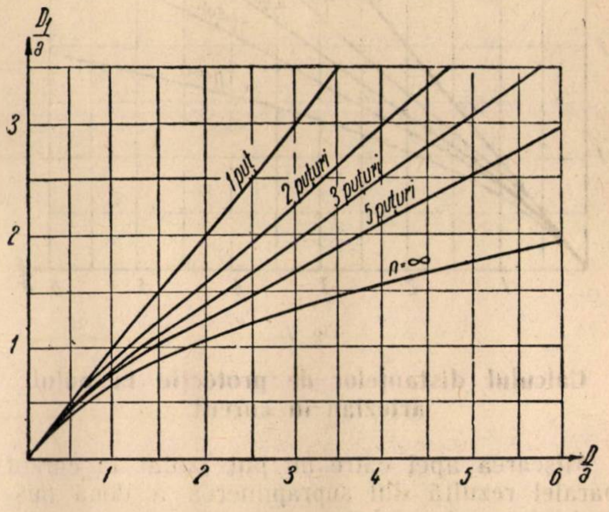


Fig. 6.

Formula de calcul pentru acest ultim caz se obține pornind de la expresia vitezei complexe (Acad. Elie Carafoli și T. Oroveanu, Mecanica fluidelor p. 69) :

$$W=\frac{Q}{2\,H_m\,a}\;\mathrm{ctg}\;\frac{Z}{a}, \qquad (20)$$

stabilită pentru cazul cînd puțurile se află așezate pe axa ox, cu unul din puțuri în origină.

Distanța de protecție se calculează efectuînd integrala (2) de-a lungul axei oy.

Viteza care trebuie introdusă în ecuația (2) este :

$$v_y=\left|\,(W)_{z=iy}\,\right|=-\frac{Q}{2\,H_m\,a}\;\mathrm{cth}\;\frac{\pi\,y}{a}\cdot$$

Din ecuația (2) avem:

$$T=\frac{2\,a\,p\,H_m}{Q}\int_r^D\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{cth}\;\frac{\pi\,y}{a}}\cdot$$

Luînd limitele de integrare de la $y=0$ la $y=D\infty$, se obține:

$$\frac{Q\,T}{\pi\,p\,H_m\,a^2}=\frac{2}{\pi^2}\ln\mathrm{ch}\frac{\pi\,D\infty}{a}\cdot \qquad (21)$$

Formulele care s-au obținut sînt complicate. Pentru ușurința calculului se dau diagramele din fig. 6 și 7 cu care se pot calcula distanțele de protecție în funcție de numărul puțurilor și raportul:

$$\frac{D_1}{a} = \frac{Q\,T}{\pi\,p\,H_m\,a^2}.$$

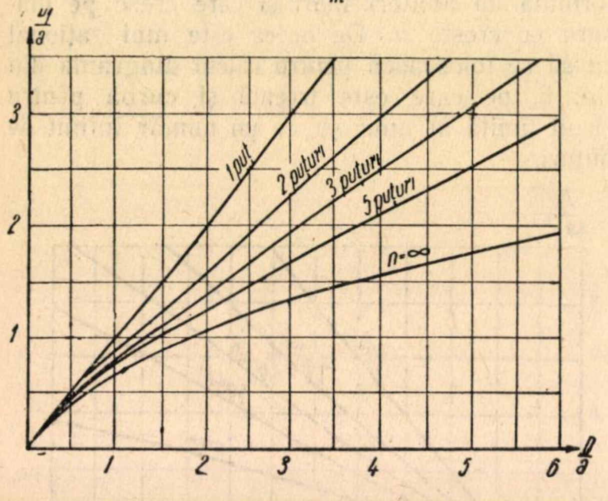


Fig. 7.

Calculul distanțelor de protecție la puțul artezian în curent

Mișcarea apei către un puț izolat în curent paralel rezultă din suprapunerea a două mișcări plane elementare: sursa negativă cu debitul $\frac{Q}{H_m}$ și curentul paralel cu viteza v_o.

Spectrul mișcării este arătat în fig. 8.

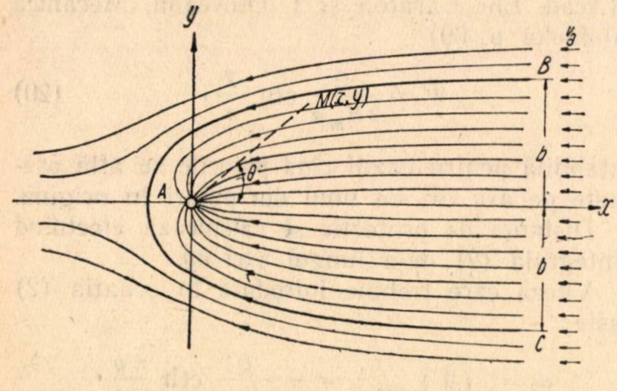


Fig. 8.

Alimentarea puțului cu debitul $\frac{Q}{H_m}$ se produce pe o lățime de $2b$ a curentului paralel (spre dreapta, la infinit). Lățimea aceasta este egală cu

$$2b = \frac{Q}{H_m\,V_0}. \tag{22}$$

Spectrul are un un punct de viteză nulă, care în figură este punctul A. Prin acest punct trece o linie de curent (figurată în desen mai gros), care separă spectrul în două regiuni: o regiune interioară, în care liniile de curent se termină în punctul O, unde este puțul, și o regiune exterioară, din care liniile de curent nu mai ajung la puț. In cazul mișcării permanente, liniile de curent se confundă cu traiectoriile. De aici rezultă o concluzie importantă pentru calculul zonelor de protecție, și anume: particulele de fluid care se află în zona exterioară liniei BAC nu ajung la puț, deci perimetrul de protecție este situat în zona interioară a spectrului. Distanțele de protecție teoretice pe axa ox spre stînga și pe axa oy în ambele sensuri, se vor întinde cel mult pînă la linia de curent BAC. In sensul pozitiv al axei ox, spre amonte, limita zonei de protecție se va găsi la o distanță D_m, care trebuie calculată după formula generală (2).

Valori limită ale distanțelor de protecție D_v și D_l rezultă, așa cum s-a arătat mai înainte, determinînd intersecția liniei de curent BAC cu axele coordonate.

Ecuația liniei de curent BAC este:

$$v_0 y + \frac{Q}{2\pi H_m} \cdot \theta = \frac{1}{2}\,\frac{Q}{H_m},$$

în care v_o este viteza curentului, iar restul notațiilor sînt cunoscute sau sînt indicate în fig. 8.

Ordonata intersecției cu axa oy este distanța limită pentru D_l și are valoarea:

$$\left(D_l\right)_{lim} = \frac{b}{2}, \tag{23}$$

în care b este dat de ecuația (22).

Distanța limită pentru D_v este abscisa punctului A:

$$D_v = -x_a = \frac{Q}{2\,H_m v_0} \cdot \lim_{\theta \to \pi} \frac{1 - \frac{\Theta}{\pi}}{\sin \Theta},$$

care dă:

$$\left(D_v\right)_{lim} = \frac{b}{\pi}. \tag{24}$$

Trebuie observat că expresia (23) nu reprezintă totdeauna valoarea maximă posibilă, pentru distanța laterală definită în fig. 1 (în ipoteza că se adoptă pentru perimetrul de regim sever forma dreptunghiulară).

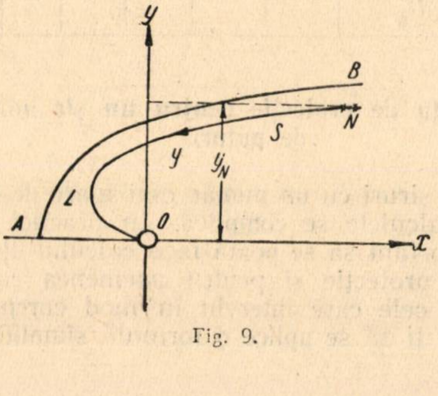


Fig. 9.

Aşa cum se arată în fig. 9, este posibil ca de-a lungul unei linii de curent oarecare, *OLS*, o particulă să parcurgă în timpul T drumul *OLN*, iar ordonata punctului iniţial N, care se află pe granița teoretică a zonei de protecție, să fie mai mare decît $\frac{b}{2}$, adică:

$$y_N > \frac{b}{2}.$$

Distanța y_N este însă totdeauna mai mică decît distanța de protecție a puțului singular în bazin, avînd:

$$y_N < D_1, \qquad (25)$$

ceea ce ne dă o a doua valoare limită pentru distanța laterală de protecție. Aceasta rezultă din considerațiile de mai jos. Timpul de parcurs pentru un element *dl* de pe o linie de curent oarecare (fig. 10) este:

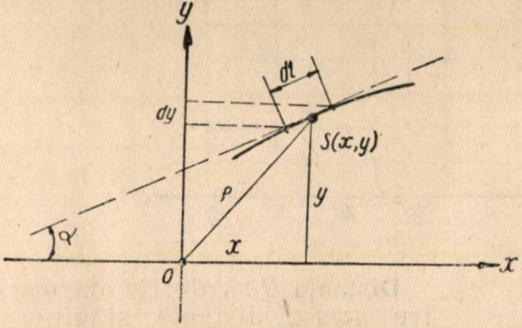


Fig. 10.

$$dt = p\frac{dl}{v} = p\frac{dl\cos\alpha}{v\cos\alpha} = p\frac{dy}{v_y}, \qquad (26)$$

în care dy este proiecția pe axa oy a elementului dl, iar v_y este componenta după axa oy a vitezei locale din punctul S situat în centrul elementului dl. Pe de altă parte, elementul dy de pe axa oy ar fi parcurs de o particulă fictivă, care s-ar mişca cu viteza $(v_y)_{x=o}$ în timpul:

$$(dt)_y = p\frac{dy}{(v_y)_{x=0}}. \qquad (27)$$

Vitezele care intră în ecuațiile (26) şi (27) au expresiile:

$$v_y = -\frac{Q}{2\pi H_m}\,\frac{v}{x^2+y^2};$$

$$(v_y)_{x=0} = -\frac{Q}{2\pi H_m}\,\frac{y}{y^2}.$$

În valori absolute, între aceste viteze există totdeauna relația:

$$|v_y| < |(v_y)_{x=0}|,$$

care, comparată cu ecuațiile (26) şi (27), conduce la inegalitatea:

$$dt > (dt)_y.$$

Din această inegalitate se deduce că, în timpul T, proiecția pe axa oy a particulei S parcurge un drum care este mai mic decît cel parcurs în acelaşi timp de particula fictivă care se mişcă cu viteza $(v_y)_{x=o}$. Drumul parcurs de particula fictivă este egal cu D_1, distanța de protecție a puțului în bazin, deoarece:

$$(v_y)_{x=0} = -\frac{Q}{2\pi H_m}\,\frac{1}{y},$$

care este viteza pentru puțul în bazin, ceea ce demonstrează inegalitatea (25).

Distanța D_m. Se calculează efectuînd integrala (2) de-a lungul axei *ox*:

$$T = p\int_r^{D_m}\frac{dx}{A+\frac{B}{X}},$$

în care s-a notat:

$$v_0 = A;$$

$$\frac{Q}{2\pi H_m} = B.$$

Integrînd, se obține:

$$\frac{AT}{p} = D_m - r - \frac{B}{A}\ln\frac{D_m+\frac{B}{A}}{r+\frac{B}{A}}. \qquad (28)$$

Dacă se neglijează r, nu se face o eroare prea mare, deoarece lîngă puț vitezele sînt mari şi rezultă expresia mai simplă:

$$\frac{AT}{p} = D_m - \frac{B}{A}\ln\left(1+\frac{A}{B}D_m\right), \qquad (29)$$

după care este construit graficul din fig. 11.

După cum rezultă din tabela 4, diferențele dintre cele două expresii (28) şi (29):

$$\Delta = -r + \frac{B}{A}\ln\left(1+\frac{Ar}{B}\right)$$

sînt neglijabile pentru cazuri foarte diferite între ele.

Tabela 4

$\frac{B}{A}$	m	2	75	2	75
r	m	0,1	0,1	1,0	1,0
Δ	m	—0,0026	—0,001	—0,189	—0,01

Distanța D_v. După cum s-a arătat mai înainte, limita maximă a distanței de protecție spre aval, D_v, este

$$X_N = -\frac{b}{\pi}.$$

Pe de altă parte, distanța de protecție spre aval nu poate depăși distanța de protecție D_1 a puțului în bazin. De aici rezultă că, acoperitor, distanța D_v poate fi luată egală cu cea mai mică dintre valorile $\frac{b}{\pi}$ și D_1.

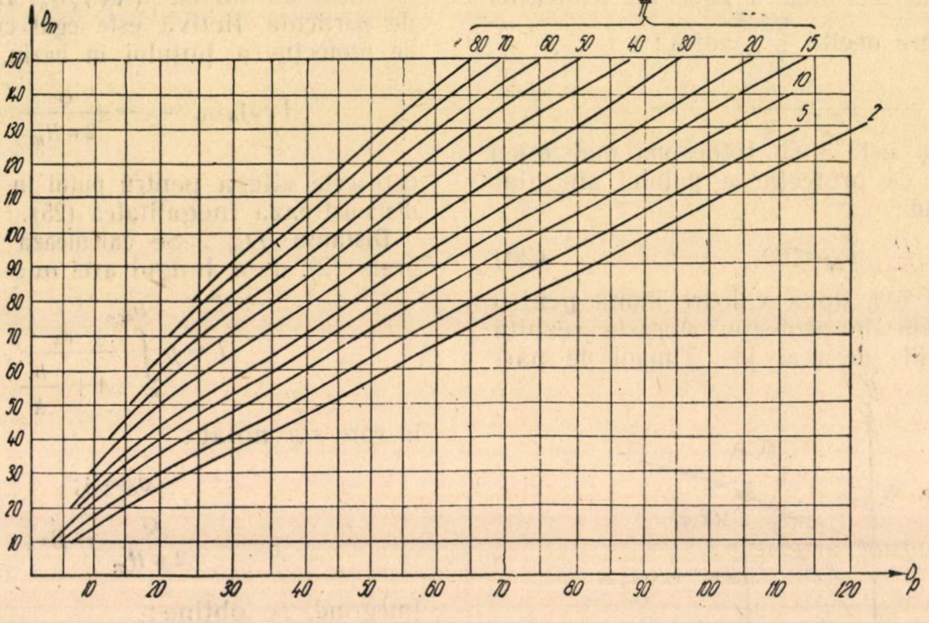


Fig. 11.

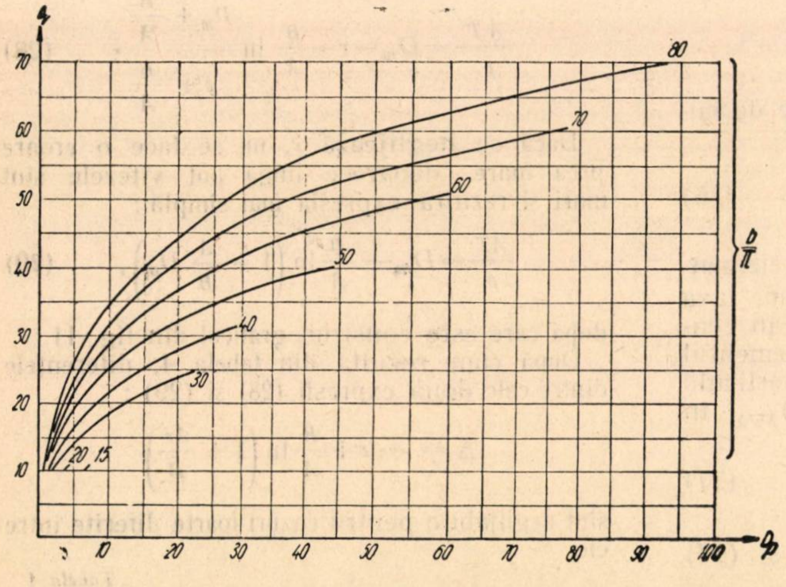


Fig. 12.

Formula exactă pentru calculul D_v se poate obține folosind integrala (2) și rezultă:

$$-\frac{AT}{p} = D_v + \frac{B}{A}\ln\frac{\frac{B}{A} - D_v}{\frac{B}{A}},$$

notațiile fiind cele folosite pentru ecuațiile (28) și (29).

Pentru calcule, se poate folosi graficul din fig. 12.

Distanța D_l. Valorile maxime pentru această distanță stabilite mai înainte au fost $\frac{b}{2}$ sau D_1.

Trebuie însă să se țină seamă că pentru perimetrul de regim sever de formă dreptunghiulară, limita superioară a lui D_l nu este $\frac{b}{2}$, ci b, ceea ce rezultă din examinarea fig. 9, unde se vede că pot exista puncte N, situate pe granița teoretică a perimetrului de regim sever a căror ordonată să depășească valoarea $\frac{b}{2}$, fără a depăși însă valoarea b.

De aceea, ca valoare pentru D_l se va lua cea mai mică dintre valorile D_1 sau b.

Extinderea la puțuri cu nivel liber

Calculul distanțelor de protecție la puțurile cu nivel liber prezintă o deosebită importanță practică, deoarece ele se folosesc la foarte multe captări de ape subterane. Calculul direct al distanțelor de protecție pentru aceste puțuri prezintă însă mari dificultăți, chiar pentru cazul cel mai simplu, al puțului perfect cu nivel liber în bazin. De exemplu, pentru un astfel de puț, distanța de protecție poate fi calculată rezolvînd grafic cele două ecuații de mai jos:

$$h_D^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi k}\ln\frac{D}{r}; \qquad (31)$$

$$T=\frac{\pi pr^2}{Q}\left[h_D\cdot e^{\frac{2\pi k}{Q}\left(h_D^2-h_0^2\right)}-h_0-\int_{h_0}^{h_D} e^{\frac{2\pi k}{Q}\left(h^2-h_0^2\right)}\mathrm{d}h\right] \tag{32}$$

în care, înafară de notațiile cunoscute, se mai folosesc următoarele:

h_0 — adîncimea apei în puț;
h_D — adîncimea apei la distanța D de puț, egală cu distanța de protecție.

Calculele pentru punerea în grafice a acestor două ecuații cer o muncă laborioasă și rezolvă numai problema puțului izolat. Problema de deosebită importanță practică a grupului de puțuri cu nivel liber n-ar putea fi atacată pe aceeași cale decît cu dificultăți foarte mari din cauza calculelor matematice complicate. De aceea este util să se adopte o altă metodă, mai simplă, bazată pe analogia care există între formulele de calcul ale puțurilor cu nivel liber și cele ale puțurilor arteziene.

Pentru puțul cu nivel liber, ecuația curbei meridiane a pîlniei de depresiune (identică cu ecuația liniei piezometrice într-un plan meridian), este:

$$h^2-h_0^2=\frac{Q}{\pi k}\ln\frac{\rho}{r}\cdot \tag{33}$$

Această expresie se poate aduce la o formă asemănătoare cu ecuația liniei piezometrice într-un plan meridian la puțul artezian astfel:

$$h-h_0=\frac{Q}{2\pi k\dfrac{h+h_0}{2}}\ln\frac{\rho}{r}\cdot$$

Notînd:

$$\frac{h+h_0}{2}=h_m,$$

obținem:

$$h-h_0=\frac{Q}{2\pi h_m}\ln\frac{\rho}{r}, \tag{34}$$

care, ca formă, este identică cu ecuația pentru puțurile arteziene.

Din această asemănare rezultă posibilitatea de a aplica la puțurile cu nivel liber formulele de calcul stabilite mai înainte pentru puțurile arteziene, luînd în formule o grosime fictivă H_m a stratului egală cu:

$$H_m=\frac{1}{2}\,(h_0+H), \tag{35}$$

în care:

H este grosimea stratului de apă cu nivel liber;
h_0 — adîncimea apei în puțul cu nivel liber.

Semnificația fizică a metodei de calcul propusă constă în faptul că, pentru calcul, se înlocuiește captarea prin puțuri cu nivel liber, printr-o captare cu puțuri arteziene care trag apa dintr-un strat cu grosimea dată de ecuația (35), așa cum se arată în fig. 13. Metoda indicată este bineînțeles aproximativă, însă ea este justificată de faptul că datele de bază (T, k) nu sînt cunoscute cu precizie, iar schema de calcul adoptată (mișcarea permanentă, teren omogen și izotrop etc.) nu corespunde întru totul realității, putîndu-se ivi abateri într-un sens sau în altul care să depășească erorile care se fac prin folosirea metodei aproximative.

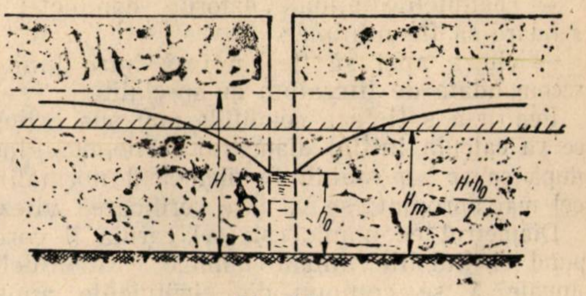


Fig. 13.

Studiul de față nu epuizează problema pusă și rămîn în continuare să mai fie rezolvate o serie de probleme, cum ar fi:

— trasarea unei curbe intermediare între $n = 5$ și $n = \infty$ pe graficele de calcul pentru grupurile de puțuri;

— comparație între rezultatele date de metoda aproximativă și ecuațiile (31), (32), în scopul aprecierii erorilor care se fac cu metoda aproximativă;

— studierea grupurilor de puțuri în curent care dau dificultăți de calcul mai mari.

Ca o problemă importantă trebuie menționată cercetarea experimentală și prin măsurători în natură, a formulelor propuse în scopul îmbunătățirii și completării lor.

Bbiliografie

[1] *CSAC*: Normativ pentru determinarea intinderii zonelor de protecție sanitară la captările de apă potabilă prin pînze subterane.

Acad. *E. Carafoli* și *T. Oroveanu*: Mecanica fluidelor.

M. D. Certousov: Curs special de Hidraulică.

★

РАСЧЕТ САНИТАРНЫХ ЗАЩИТНЫХ ЗОН ПРИ КАПТАЖЕ В КОЛОДЦАХ

В статье приводятся формулы и расчетные графики для определения размеров периметра строгого режима для каптажа грунтовых вод посредством колодцев. Рассчетные формулы определены при условии, что частицы воды у предела периметра строгого режима должны достигать колодцев лишь после времени T, необходимого для естественной очистки.

DIE BERECHNUNG DER ENTFERNUNGEN BZGL. GESUNDHEITSSCHUTZ BEI WASSERGEWINNUNG DURCH BRUNNEN

Es werden Formel und graphische Darstellungen angegeben zur Feststellung des benetzten Umfanges, welcher bei der Gewinnung des Grundwassers durch Brunnen in Frage kommt.

Bei den Formeln wurde vorausgesetzt dass die Wasserteilchen den benetzten Umfanges den Brunnen erst nach einer Zeit T erreichen, die zum natürlichen Filtern nötig ist.

Determinarea diametrului conductei de refulare a stațiilor de pompare

Ing. **E. D. Deciu**

Determinarea diametrului conductei de refulare a stațiilor mari de pompare, care pompează debite însemnate, cum ar fi de exemplu unele stații de pompare pentru irigații, ridică concomitent atît problemele tehnice, cît și economice.

Alegerea diametrului trebuie astfel făcută încît:

— cheltuielile anuale datorite conductei de refulare să fie minime;

— viteza apei să fie cuprinsă între limitele recomandate de literatura de specialitate.

Pentru a satisface condițiile mai sus expuse, se va calcula inițial diametrul economic. Final, după ce se va stabili la diametrul normalizat cel mai apropiat, se va face verificarea vitezei.

Diametrul economic este cel căruia îi corespund cheltuielile anuale minime. Cheltuielile anuale A se compun din cheltuielile anuale A_c datorite investițiilor în conducta de refulare și din cheltuielile anuale A_r provenite din energia consumată de pompe și din investiția în stația de pompare, exclusiv conducta de refulare:

$$A = A_c + A_r \text{ [lei/an]}. \tag{1}$$

Cheltuielile anuale corespunzătoare investițiilor în conducta de refulare sînt:

$$A_c = aI_c + A_0 = aGL_c\beta + A_0 \text{ [lei/an]}, \tag{2}$$

în care:

a este coeficientul cheltuielilor anuale provenite din investiția în conductă;
I_c — investiția în conducta de refulare, lei;
G — greutatea pe metru liniar de conductă, kg/m;
L_c — lungimea conductei, m;
β — prețul kilogramului de conductă gata montată, inclusiv armăturile, lei/kg;
A_0 — cheltuieli anuale provenite din investiții independente de diametrul conductei, de exemplu studii și măsurători, lei/an.

Grosimea pereților se stabilește cu formula tuburilor subțiri din rezistența materialelor. In calcule se majorează greutatea conductei cu 20% pentru a ține seamă de armături, de adaosul pentru rugină etc., și cu 25% presiunea, pentru a lua în considerare atît efectul loviturii de berbec ce apare în cazul manevrării bruște a vanei, în primă aproximație pierderile de sarcină, cît și variația presiunii din timpul exploatării pompei. Astfel cheltuielile anuale datorite investițiilor în conducta de refulare capătă următoarea formă:

$$A_c = 18\,500\, a \frac{p_G}{\sigma} D^2 L_c \beta + A_0 \text{ [lei/an]}, \tag{3}$$

în care:

D este diametrul conductei, m;
p_G — presiunea statică, kgf/cm²;
σ — tensiunea admisibilă la tracțiune, kgf/cm².

Cheltuielile anuale datorite energiei consumate de pompe și investițiilor în stația de pompare, exclusiv conducta de refulare, au fost analizate de D. Pavel [1] și în funcție de putere și au următoarele expresii:

a. *Stație cu electropompe*

$$A_{r1} = P_p[a_E(i_p + i_t) + 1{,}05\,\beta_E T] + a_L i_L L_L \text{ [lei/an]}, \tag{4}$$

în care:

$P_p = 9{,}81 \frac{Q_m H}{\eta}$ este puterea pompelor, kW;
Q_m — debitul modul cubic, m³/s;
H — înălțimea de refulare, m;
$\eta = \eta_p \eta_e$ — randamentul global (pompe și electromotoare);
a_E — coeficientul cheltuielilor anuale provenite din investiția în stația de pompare;
i_p — investiția unitară în stația cu electropompe, care este dictată de tipul și de mărimea pompelor cu care este echipată stația și poate fi considerată independentă de diametru, în primă aproximație, lei/kW;
i_t — investiția unitară în stația de transformatoare electrice, lei/kW;
β_E — prețul energiei electrice, lei/kWh;
T — numărul orelor de utilizare anuală h/an;
a_L — coeficientul cheltuielilor anuale provenite din investiția în linia de transport al energiei electrice;
i_L — investiția unitară în linia de transport al energiei electrice, lei/m;
L_L — lungimea liniei de transport al energiei electrice, m.

b. *Stație cu motopompe* (cu motoare Diesel)

$$A_{r2}=P_p\,(a_M i_M+c\beta_M T)\,[\text{lei/an}], \qquad (5)$$

în care:

a_M este coeficientul cheltuielilor anuale datorite investiției în stația cu motopompe;
i_M — investiția unitară în stația cu motopompe, care, de asemenea, depinde de tipul și de mărimea pompelor, lei/kW;
c — consumul specific de motorină, kg/kWh;
β_M — prețul motorinei loco stația de pompare, lei/kg.

Restul notațiilor au aceeași semnificație ca la (4), cu observația că la calculul puterii se consideră doar randamentul pompelor.

c. *Stație cu turbotransformatoare hidraulice* (TTH)

$$A_{r3}=a_T i_T P_1=a_T i_T P_2\ [\text{lei/an}], \qquad (6)$$

în care:

a_T este coeficientul cheltuielilor anuale datorite investiției în stația cu TTH;
i_T — investiția unitară în stația cu TTH, care depinde de mărimea transformatoarelor, lei/kW;
P_1 — puterea turbinei (primarului) TTH, kW;
P_2 — puterea pompei (secundarului) TTH, kW.

Din analiza caracteristicilor C_1 a pompei și C_2 a conductei (fig. 1) se vede că înălțimea de refulare H se compune din înălțimea statică H_G și pierderile de sarcină h_r:

$$H=H_G+h_r\ [\text{m}]\,. \qquad (7)$$

Se va lua în considerare numai pierderea de sarcină liniară, fiind cea predominată. Utilizînd formula lui Chezy, expresia ei este:

$$h_r=\frac{Q_m^2}{\omega^2 C^2 R}\,L_c\ [\text{m}], \qquad (8)$$

în care:

ω este secțiunea vie, m²;
R — raza hidraulică, m.

In cazul cînd pierderile de sarcină locale au valori însemnate, pierderea de sarcină h_r se va calcula cu formula (8), în care se introduce însă o lungime echivalentă $L_c' = kL_c (k>1)$ coeficientul k fiind în funcție de schema instalației. In acest fel, se poate ajunge la valoarea diametrului economic prin aproximații succesive, valoarea coeficientului k intrînd în formulele finale.

In calcule se va introduce coeficientul C dat de formula lui Manning:

$$C=\frac{1}{n}\,R^{\frac{1}{6}}\,. \qquad (9)$$

Făcînd înlocuirile rezultă:

$$h_r=10{,}2n^2\,Q_m^2 D^{-5{,}33}\,L_c\,[\text{m}]\,. \qquad (10)$$

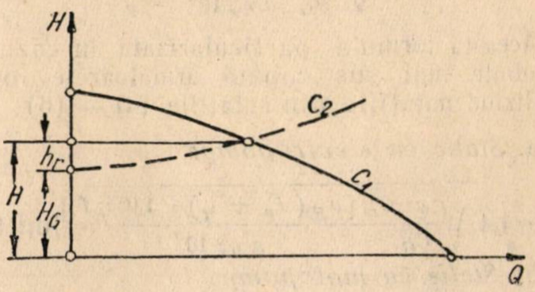


Fig 1

Deci, puterea consumată se poate pune sub forma:

$$P_p=9{,}81\,\frac{Q_m}{\eta}\,(H_G+10{,}2\,n^2\,Q_m^2\,D^{-5{,}33}\,L_c)[\text{kW}]. \quad (11)$$

Pentru ca cheltuielile anuale să fie minime, se pune condiția să se anuleze derivata cheltuielilor anuale în funcție de diametrul conductei de refulare. Considerînd că este o funcție compusă, se obține:

$$\frac{dA}{dD}=\frac{dA_c}{dD}+\frac{\partial A_r}{\partial P_p}\,\frac{dP_p}{dD}=0\,. \qquad (12)$$

Se observă că, în general:

$$\frac{dA_c}{dD}=37\,000\,\frac{P_G}{\sigma}\,aL_c\beta D\,; \qquad (13)$$

$$\frac{dP_p}{dD}=-535\,n^2\frac{Q_m^3\,L_c}{\eta}\,D^{-6{,}33}. \qquad (14)$$

Din formulele (4) — (6) se vede că $\frac{\partial A_r}{\partial P_p}$ capătă diverse valori, după cum se consideră cazul stațiilor echipate cu electropompe, motopompe sau TTH.

Prin urmare, relația (12) devine:

$$\frac{dA}{dD}=37\,000\frac{P_G}{\sigma}\,aL_c\beta D-535\,n^2\,\frac{Q_m^3\,L_c}{\eta}\,D^{-6{,}33}\cdot\frac{\partial A_r}{\partial P_p}=0, \qquad (15)$$

de unde rezultă ecuația pentru determinarea diametrului economic:

$$D^{7{,}33}-0{,}01\,445\,\frac{\sigma}{P_G}\,\frac{n^2 Q_m^3}{a\eta\beta}\,\frac{\partial A_r}{\partial P_p}=0\,. \qquad (16)$$

De aici se obţine formula generală pentru diametrul economic al conductei de refulare.

In cazul conductelor de oţel, în stare normală, luînd coeficientul de rugozitale n=0,0125 se ajunge la următoarea expresie pentru diametrul economic:

$$D=1,1\sqrt[7,33]{\frac{\sigma}{p_G}\,\frac{Q_m^3}{a\,\eta\,\beta\,10^6}\,\frac{\partial A_r}{\partial P_p}}\,[\mathrm{m}]\,. \qquad (17)$$

Această formulă particularizată în cazurile studiate mai sus capătă următoarele forme utilizînd notaţiile din relaţiile (4) — (6).

a. *Staţie cu electropompe*

$$D=1,1\sqrt[7,33]{\frac{\sigma}{P_G}\,\frac{Q_m^3\left[a_E(i_p+i_t)+1,05\beta_E T\right]}{a\,\eta\,\beta\,10^6}}\,[\mathrm{m}]. \qquad (18)$$

b) *Staţie cu motopompe*

$$D=1,1\sqrt[7,33]{\frac{\sigma}{P_G}\,\frac{Q_m^3(a_M\,i_M+c\beta_M T)}{a\,\eta\,\beta\,10^6}}\,[\mathrm{m}]\,. \qquad (19)$$

c) *Staţie cu* TTH

$$D=1,1\sqrt[7,33]{\frac{\sigma}{P_G}\,\frac{Q_m^3 a_T\,i_T}{a\,\eta\,\beta\,10^6}}\,. \qquad (20)$$

Se ştie că diametrul economic se poate determina şi grafic, însumînd cheltuielile anuale provenite din investiţiile în conducta de refulare, date de formula (3), reprezentate în fig. 2, de curba C_1 şi cheltuielile anuale datorite energiei consumate de pompe şi investiţiile în staţia de pompare, date de formulele (4)—(6), reprezentate de curba C_2. Diametrul economic corespunde minumului curbei sumă C_3.

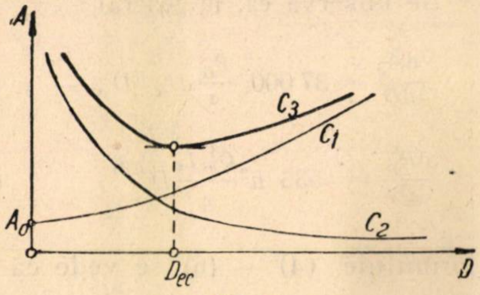


Fig. 2

Ca observaţie generală, se desprinde că diametrul economic nu depinde de lungimea conductei de refulare şi nici de investiţia în linia de transport a energiei electrice, respectiv de lungimea ei.

In încheiere se constată că stabilirea formulelor pentru diametrul economic al staţiilor mari de pompare se face în mod asemănător ca în cazul conductelor forţate din cadrul uzinelor hidroelectrice, formulele fiind asemănătoare între ele.

Aplicaţie numerică

Se consideră o staţie de pompare pentru irigaţie, conform schemei din fig. 3, la care avem: $Q=1$ m³/s; $H_G=19$ m şi $L_c=70$ m.

a) *Staţia cu electropompe*

Diametrul economic al conductei de refulare se calculează cu formula (18), în care s-au înlocuit următoarele valori: $i_p=8\,000$ lei/kW; $i_t=1\,200$ lei/kW; $a_E=0,04$; $a=0,05$; $\sigma=800$ kgf/cm²; $\beta_E=0,30$ lei/kWh; $T=1\,500$ ore anual; $\eta=\eta_p\,\eta_e=0,8\cdot0,9=0,72$; $\beta=20$ lei/kg conductă gata montată, inclusiv armături. Rezultă că:

$$D=1,1\sqrt[7,33]{\frac{800}{1,9}\,\frac{1^3\left[0,04\,(8\,000+1\,200)+1,05\cdot0,30\cdot1500\right]}{0,05\cdot0,72\cdot20\cdot10^6}}=$$

$$D=1,1\sqrt[7,33]{0,491}=1\ \mathrm{m}\,.$$

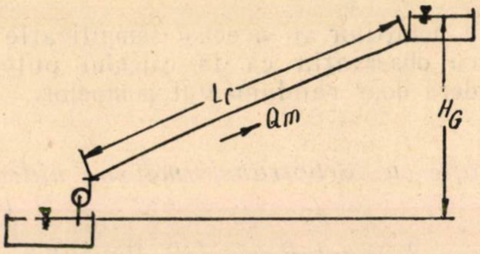


Fig. 3

Pentru staţii de pompare cu electropompe, prof. dr. ing. D. Pavel [2] propune formula:

$$\mathrm{D}=1,9\sqrt[7]{\frac{\lambda\,\sigma\,Q_m^3}{H\,\beta}\,(\beta_E+1,72\cdot10^{-5}\cdot i_p)}\,[\mathrm{m}]\,. \qquad (21)$$

Deoarece formula (18) a fost stabilită pentru valoarea coeficientului de rugozitate n=0,0125, urmează că valoarea coeficientului λ se determină scriind panta hidraulică cu formulele lui Darcy şi Chézy şi egalîndu-le. In acest caz estimînd D ≈ 1,1 m, rezultă:

$$\lambda=\frac{16\,g\,n^2}{\sqrt[3]{D}}\approx0,0233\,.$$

Deci, pierderea de sarcină este:

$$\mathrm{h}_r=0,0826\,\lambda\,\frac{Q_m^2 L_c}{D^5}\approx1\ \mathrm{m}\,.$$

Făcînd înlocuirile urmează:

$$D=1,9\sqrt[7]{\frac{0,0233\cdot800\cdot1^3}{(19+1)\,20}(0,3+1,72\cdot10^{-5}\cdot8\,000)}=$$

$$=1,9\sqrt[7]{0,0204}=1,086\ \mathrm{m}\,.$$

Diferenţa dintre valoarea obţinută cu relaţia (21) şi cea obţinută cu relaţia (18) se datoreşte numărului anual al orelor de funcţionare şi investiţiei unitare, luate în considerare sub alte forme în cele două formule.

b) *Staţie cu motopompe*

Diametrul economic se stabileşte cu formula (19), în care se vor lua următoarele valori: $i_M=11\,000$ lei/kW; $a_M=0,08$; $T=1\,500$ ore anual ; $c \approx 0{,}3$ l/kWh ; $\beta_M = 0{,}50$ lei/kg ; $\sigma = 800$ kgf/cm^2 ; $a = 0{,}05$; $\eta = 0{,}8$; $\beta = 20$ lei/kg conductă gata montată inclusiv armături. Deci :

$$D = 1{,}1 \sqrt[7{,}33]{\frac{800}{1{,}9} \; \frac{1^3 \; (0{,}08 \cdot 11\,000 + 0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 1\,500}{0{,}05 \cdot 0{,}8 \cdot 20 \cdot 10^6}} =$$

$$= 1{,}1 \sqrt[7{,}33]{0{,}582} = 1{,}02 \text{ m} .$$

Vitezele ce rezultă în toate aceste cazuri sînt inferioare vitezelor maxime admise.

Din aplicaţia numerică se vede că formulele propuse (18) şi (19) dau valori de acelaşi ordin de mărime cu valorile obţinute cu formule din literatură.

Bbiliografie

[1] *Pavel D.* : Agregate funcţionînd alternativ ca transformatoare hidraulice şi ca grupuri electrogene. Hidrotehnica nr. 10/1953.

[2] *Pavel D.* : Hidraulica, Editura Tehnică, 1950.

[3] *Morozov* : Utilizarea energiei apelor, Editura Tehnică, 1953.

★

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИАМЕТРА НАГНЕТАТЕЛЬНОГО ТРУБОПРОВОДА НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ

В статье автор пытается найти правильное решение с технико-экономической точки зрения, с целью определения диаметра нагнетальных трубопроводов для крупных насосных станций. Предлагаются формулы (18), (19) и (20) для насосных станций, соответственно оснащенных электронасосами, мотопомпами и гидравлическими турботрансформаторами.

DIE BESTIMMUNG DES DURCHMESSERS BEI DEN DRUCKLEITUNGEN DER PUMPSTATIONEN.

E. D. Deciu

Es wird versucht eine vom technisch-wissenschaftlichen Standpunkte richtige Lösung für die Bestimmung des Durchmessers von Druckleitungen bei grossen Pumpstationen zu finden. Es werden die Formeln (16), (19) und (20) vorgeschlagen für die Pumpwerke welche mit Turbotransformatoren ausgestattet sind.

Bilanţul energetic al mişcării în suspensie a aluviunilor *)

Ing. **M. Kahan**

În teoria mişcării în suspensie a aluviunilor există răspîndită ideea că transportul de material solid de către un curent de apă este neapărat legat de o cheltuială de energie hidraulică suplimentară, care, în mod implicit, duce la schimbarea caracteristicilor hidraulice ale scurgerii [1]. Această concepţie se argumentează arătînd că, în caz contrar, s-ar contrazice legea conservării energiei, mişcarea particulelor solide apărînd ca un parazit al energiei hidraulice a curentului de apă.

În ultimul timp, au apărut însă o serie de lucrări experimentale care infirmă ideea de mai sus şi care arată că un curent care transportă aluviuni numai în suspensie, păstrează aceleaşi caracteristici hidraulice ca şi un curent de apă curată. Astfel sînt, de exemplu, lucrările lui V. S. Knoroz [2] şi R. Durand [3] pentru hidrotransportul sub presiune, ale lui V. S. Knoroz [4] şi ale lui H. M. Ismail [5] pentru hidrotransportul cu nivel liber.

Într-adevăr, datele experimentale obţinute pentru hidrotransportul sub presiune prelucrate de către V. S. Knoroz (fig. 1) arată că, pentru o anumită concentraţie, greutate specifică şi dimensiuni ale materialului, la viteze mai mari decît o viteză critică caracteristică — de la care transportul se realizează numai în suspensie — gradientul hidraulic se păstrează acelaşi ca şi la un curent de apă curată. La viteze mai mici decît viteza critică, apare un transport de fund care cere o cheltuială suplimentară de energie, problemă care iese însă din cadrul preocupărilor prezentei lucrări.

De asemenea, prelucrarea datelor experimentale efectuate de V. S. Knoroz pentru hidrotransportul cu nivel liber (fig. 2) arată că, peste o anumită viteză critică — la care un curent de apă transportă particulele solide numai în suspensie — scurgerea prezintă de asemenea aceleaşi caracteristici hidraulice ca şi un curent de apă curată. Într-adevăr, din grafic rezultă că valorile experimentale ale încercărilor făcute cu un transport în suspensie se suprapun peste liniile reprezentative ale scurperilor curenţilor de apă curată.

---

*) Lucrare prezentată la „Casa Oamenilor de Ştiinţă în februarie 1955, Bucureşti.

Experienţele lui H. M. Ismail pentru scurgeri cu nivel liber (fig. 3) indică de asemenea că, coeficientul de frecare nu variază cu concentraţia de aluviuni în suspensie şi este aproximativ egal cu coeficientul de frecare pentru un curent de apă curată.

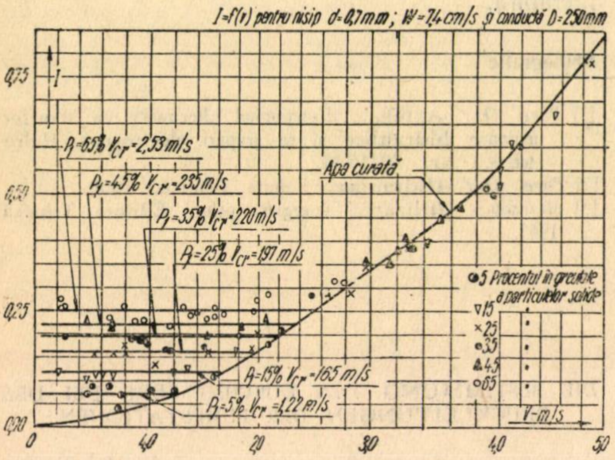


Fig. 1. Pierderi de sarcină la hidrotransport sub presiune.

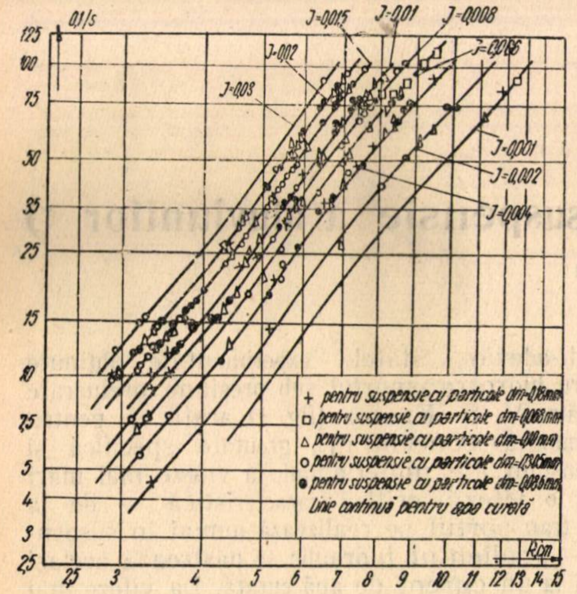


Fig. 2. Pierderi de sarcină la hidrotransport cu nivel liber.

O excepţie în această direcţie o constituie lucrarea lui V. A. Vanoni. Pe baza experienţelor sale (fig. 4), Vanoni ajunge la concluzia că prezenţa în suspensie a aluviunilor într-un curent de apă duce la micşorarea coeficientului de frecare şi, deci, la mărirea capacităţii de debit al curentului. Rezultă, deci, că transportul în suspensie al particulelor solide nu numai că nu ar cere un lucru mecanic suplimentar, dar chiar micşorează lucrul mecanic necesar mişcării curentului de apă curată. Asupra acestor experienţe se fac însă unele rezerve. Într-adevăr, experienţele au fost efectuate într-un canal cu rugozitatea medie absolută de circa 0,86 mm, în timp ce aluviunile transportate în suspensie au fost mult mai fine, şi anume de circa $\approx$ 0,1 mm. În aceste condiţii este de presupus că nisipul fin s-a depus între interstiţiile rugozităţilor peretelui şi au dus la o micşorare a rugozităţii acestuia.

Astfel, probabil, că scăderea coeficientului de frecare a avut loc datorită micşorării rugozităţii şi nu sub influenţa transportului în suspensie.

Rezultă din experienţele amintite mai sus şi altele existente, că transportul în suspensie al aluviunilor nu necesită o cheltuială de energie hidraulică suplimentară.

Faţă de aceste rezultate, s-a încercat să se atribuie transportul în suspensie pe seama sporului de greutate specifică a amestecului în mişcare, spor care are loc datorită prezenţei aluviunilor [6].

Această ipoteză nu poate fi socotită însă satisfăcătoare. Într-adevăr, trebuie avut în vedere că sporirea greutăţii specifice nu depinde de diametrul aluviunilor şi poate fi realizată în aceeaşi măsură atît de particule cu diametru mare, cît şi de particule de diametru mic în cantitate mai mare, în timp ce capacitatea de a transporta aluviuni în suspensie este direct legată de diametrul acestora. De altfel, chiar dacă s-ar admite această ipoteză, din calculele efectuate rezultă că lucrul mecanic dat de sporul de greutate al amestecului nu poate acoperi decît în mică măsură lucrul mecanic necesar menţinerii în suspensie a particulelor.

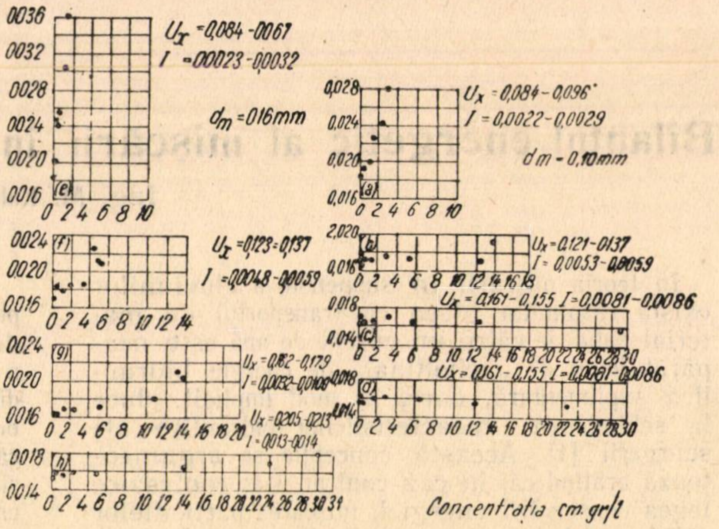


Fig. 3. Variaţia coeficientului de pierdere de sarcină cu concentraţia în aluviuni.

Acestea sînt condiţiile generale în care se pune problema bilanţului energetic al transportului în suspensie al aluviunilor.

Pornind de la ideea că menţinerea în suspensie a aluviunilor necesită totuşi lucru mecanic şi avînd în vedere faptul că datele experimentale dovedesc că acest lucru mecanic suplimentar nu se realizează prin modificarea caracteristicilor hidraulice ale scurgerii şi nici în baza sporului de greutate specifică, credem că bilanţul energetic se poate explica pe o altă cale, care are în vedere concepţia general admisă, că menţinerea în suspensie se datoreşte turl ţei curentului şi poate avea loc numai în curent în regim turbulent.

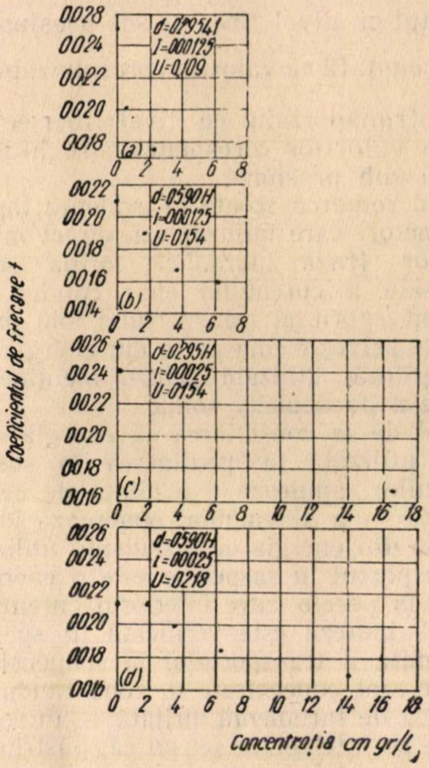


Fig. 4. Variaţia coeficientului de pierdere de sarcină cu concentraţia în aluviuni.

Sîntem de părere că, în cazul hidrotransportului în suspensie, bilanţul energetic se asigură prin faptul că în procesul pierderii de sarcină, care constă în trecerea energiei hidraulice în energie de turbulenţă şi apoi în energie de temperatură, lucrul mecanic necesar pentru a ridica continuu particulele care au tendinţa naturală de a cădea la fund, este furnizat de energia de turbulenţă. Energia necesară pentru menţinerea în suspensie a aluviunilor în această poteză este absorbită din energia de turbulenţă a curentului.

Astfel, un curent care transportă aluviuni în suspensie prezintă acelaşi gradient energetic ca şi un curent analog de apă curată şi, totuşi, bilanţul energetic este satisfăcut, deoarece nu toată energia de turbulenţă — rezultată din energia hidraulică — se transformă în energie de temperatură, ci numai diferenţa faţă de energia necesară în menţinerea particulelor solide în suspensie.

O verificare directă a ipotezei de mai sus — prin verificarea micşorării energiei de temperatură în cazul curenţilor care transportă aluviuni în suspensie — este desigur foarte anevoioasă dacă nu chiar imposibilă din punct de vedere practic.

Pe baza ipotezei de mai sus se poate trece însă la o serie de consideraţii care sînt verificate de datele experimentale, dacă avem în vedere următoarele:

a) turbulenţa unui curent prezintă o serie de caracteristici — scara turbulenţei, frecvenţa, amplitudine — care sînt funcţie directă de gradientul energetic al curentului, precum şi de alţi factori;

b) capacitatea de a prinde particulele individuale de lichid în mişcarea turbulentă şi a utiliza în parte energia lor, în menţinerea particulelor solide în suspensie, depinde de dimensiunea acestora şi deci, implicit, de mărimea lor hidraulică.

În aceste condiţii, energia maximă E_1 pe care o pot prinde şi utiliza anumite particule solide în suspensie, din energia totală de turbulenţă a unui curent lichid E_2 depinde de caracteristicile materialului respectiv. Verificarea acestei legături $E_1 = j\ (E_2, d)$ s-a făcut pe baza prelucrării materialului experimental al lui V. S. Knoroz, amintit mai sus.

Pentru aceasta, s-au prelucrat şi reprezentat datele experimentale ale hidrotransportului cu nivel liber sub forma $E_1 = f\ (E_2, d)$ la scară logaritmică (fig. 5).

Din grafic rezultă în mod clar gruparea punctelor experimentale după diametru — implicit

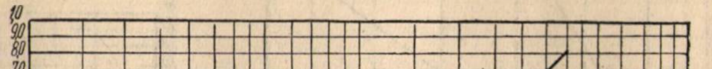


Fig. 5. Consumul de energie de turbulenţă

mărimea hidraulică a materialului experimentat — materialul experimentat fiind nisip de diverse mărimi. Se confirmă astfel în mod convingător ipoteza legăturii $E_1 = f\ (E_2, d)$.

Dreptele reprezentative $E_1 = f\ (E_2)$ la diferite $d=$const. au fost reprezentate în fig. 6 și s-au obținut drepte care trec prin origină (ceea ce era și de așteptat) și care dau valorile $\frac{E_2}{E_1}=$const. pentru fiecare diametru în parte.

Reprezentînd valorile $\frac{E_2}{E_1}=f\ (d)$ în fig. 7 s-a obținut o curbă continuă, care ilustrează posibilitatea unui material nisipos de granulometrie dată să capteze un anumit procent de energie, pentru menținerea lui în suspensie, din energia de turbulență a curentului.

Curba tinde către o valoare caracteristică $\frac{E_2}{E_1} \rightarrow 2{,}70$ pentru $d \rightarrow 0$, valoare legată direct fără îndoială de greutatea specifică a materialului.

Un tablou analog este dat și de prelucrarea datelor experimentale ale lui V. S. Knoroz pentru hidrotransportul sub presiune.

Datele experimentale au fost prelucrate în mod analog ca și cele pentru hidrotransportul cu nivel liber, și anume: $E_1=f\ (E_2,\ d)$ (fig. 8 și 9) și $\frac{E_2}{E_1}=f\ (d)$ (fig. 10). Se observă rezultate calitative analoge care confirmă din nou ipoteza bilanțului energetic expusă mai sus.

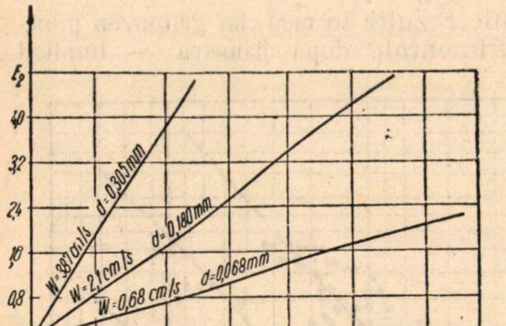


Fig. 6. Hidrotransport cu nivel liber.

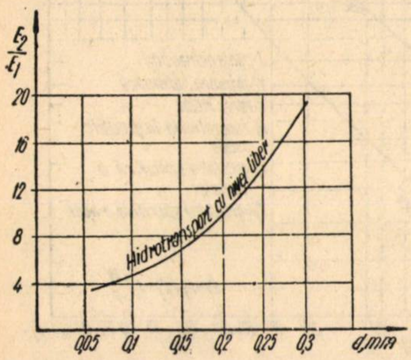


Fig. 7. Hidrotransport cu nivel liber.

Dacă comparăm curbele $\frac{E_2}{E_1}=f(d)$ pentru hidrotransportul cu nivel liber și sub presiune (fig. 11), se constată că valorile corespunzătoare $\frac{E_2}{E_1}$ ale hidrotransportului cu nivel liber se găsesc deasupra valorilor corespunzătoare hidrotransportului sub presiune.

Această remarcă scoate în evidență faptul că ceilalți factori care influențează direct mișcarea aluviunilor (raza hidraulică, forma secțiunii transversale a curentului etc.) conduc la un randament sporit al transportului sub presiune în ceea ce privește cota parte din energia hidraulică pierdută, utilizată pentru menținerea în suspensie a particulelor solide.

Plecînd de la constatarea că energia de turbulență, utilizată în menținerea în suspensie a aluviunilor, anulează o tendință de depunere — dirijată — a aluviunilor, sugerează ideea că cota parte din energia de turbulență utilizată în hidrotransportul în suspensie este o energie dirijată de la perete către interiorul curentului.

Această ipoteză este verificată în special în starea limită a transportului în suspensie cînd aluviunile sînt concentrate în zona fundului.

Noțiunea de turbulență dirijată — în zona peretelui — se înțelege în sensul că, păstrînd continuitatea fluidului, caracteristicile turbulenței — scara și frecvența, în special — sînt mai intense către interior. Această ipoteză este cu atît mai acceptabilă, cu cît izvorul turbulenței în lungul mișcării se găsește la conturul scurgerii.

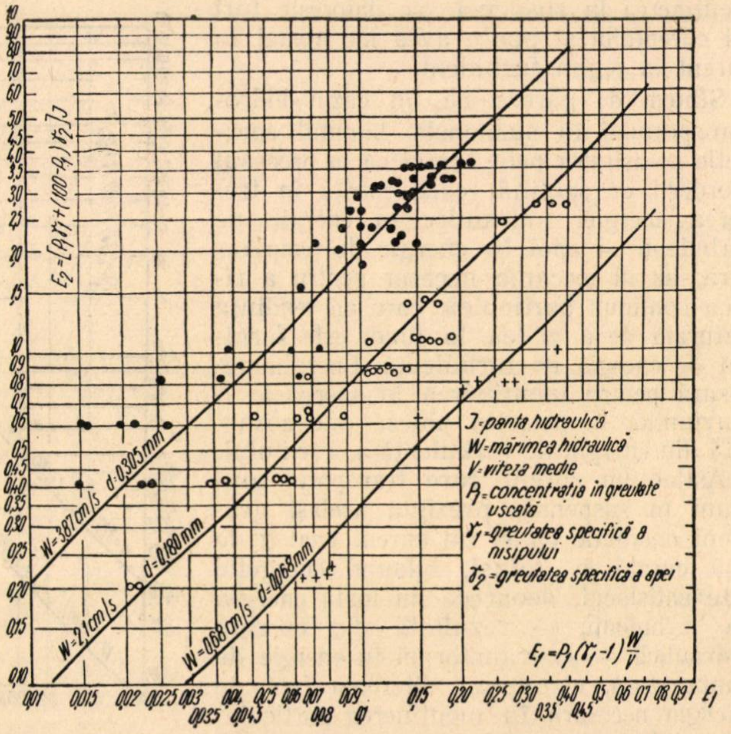


Fig. 8. Consumul de energia de turbulență.

Credem că interpretarea expusă mai sus poate fi luată în considerație atît pe baza datelor experimentale prelucrate în prezenta lucrare, cît și pe baza recentelor lucrări experimentale care dovedesc influența pe care concentrația aluviunilor în suspensie o are asupra unor parametri ai turbulenței, cum sînt : constanta universală a lui Karman, coeficientul difuziei suspensiei și coeficientul schimbului cantităților de mișcare.

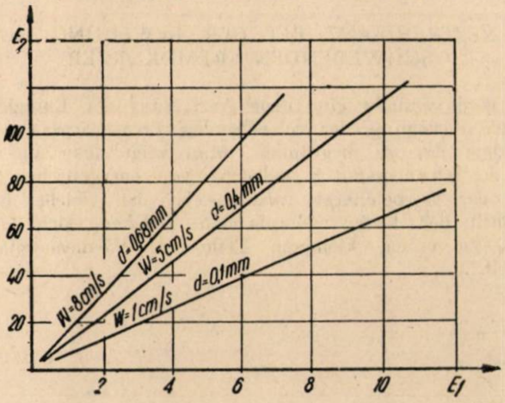


Fig. 9. Hidrotransport sub presiune.

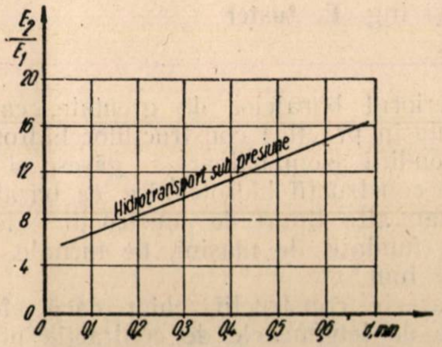


Fig. 10. Hidrotransport sub presiune.

În această direcție se poate prezenta prelucrarea datelor de către N. Chien [7] asupra variației lui K în funcție de $\sum \frac{C_s \cdot W}{V \cdot I} \cdot \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_s}$, care reprezintă tocmai cota parte din energia de turbulență cheltuită în menținerea particulelor în suspensie.

Din fig. 12 rezultă că tendința lui K de a scădea pe măsură ce transportul în suspensie crește, este evidentă, cu toată dispersia mare a rezultatelor.

În relația de mai sus C_s este concentrația medie în greutate a unei particule cu mărimea hidraulică W; ρ_s și ρ_f sînt densitatea particulelor și a fluidului, iar V și I-viteza și panta curentului.

Pornind de la ipoteza bilanțului de energie expusă mai sus, se poate explica și faptul constatat că mișcarea în suspensie pe care o întîlnim la rîurile din natură nu este un transport saturat, tocmai pentru că energia de turbulență care nu este cheltuită în menținerea particulei în suspensie are posibilitatea de a se disipa în energie de temperatură fără a contribui la transportul în suspensie.

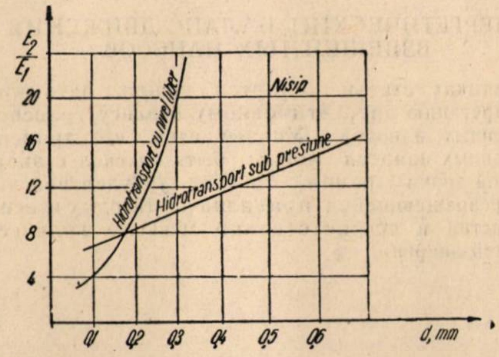


Fig. 11. Consumul de energie de turbulență în cele două tipuri de hidrotranzont

În această lucrare am căutat să argumentăm o interpretare nouă în bilanțul energetic al transportului în suspensie al aluviunilor. Desigur că cele arătate pînă aici nu pot fi considerate decît un început în această direcție, deoarece desigur că bilanțul energetic mai depinde de o serie întreagă de parametri nescoși încă în evidență.

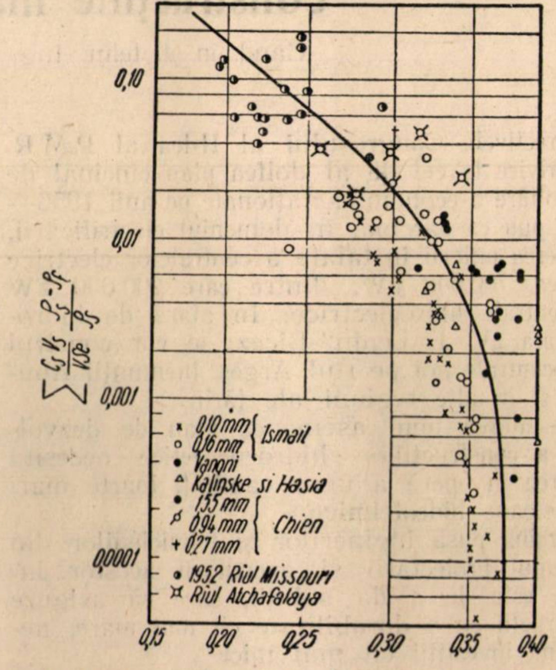


Fig. 12. Variația constantei lui Karman cu concentrația în aluviuni.

Bibliografie

[1] *Velikanov M. A.*: Dinamica cursurilor de apă, Ghidrometeoizdat, Leningrad, 1949.

[2] *Knoroz V. S.*: Hidrotransportul cu nivel liber și calculul lui, Izvestia VNIIG, T 44.

[3] *Durand R.*: Relațiile de bază ale transporturilor particulelor solide în conducte. Cercetări experimentale, IAHR, Bombay, 1951.

[4] *Knoroz V. S.*: Hidrotransportul sub presiune şi calculul lui, Izvestia VNIIG, T 30.
[5] *Vanoni V. A.*: Efectul aluviunilor în suspensie asupra caracteristicilor curentului, Iova, 1952.
[6] *Goncearov V. N.*: Dinamica cursurilor de apă, Ghidrometeoizdat, Leningrad, 1954.
[7] *Chien N.*: Stadiul actual în mişcarea aluviunilor, Proceedings, ASCE, dec. 1954.

★

ЭНЕРГЕТИЧЕСКИЙ БАЛАНС ДВИЖЕНИЯ ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ

В рамках статьи делается попытка дать новую интерпретацию энергетическому балансу транспорта взвешенных наносов. Указывается, что транспорт взвешенных наносов может быть пояснен с энергетической точки зрения, за счет турбулентной энергии, превращающейся при наличии твердых взвешенных частиц в соответственно меньшее количество тепловой энергии.

ENERGIEBILANZ BEI DER BEWEGUNG DER SCHWEBENDEN FREMDKÖRPER

Es wird versucht eine neue Auffassung der Energiebilanz bei der Bewegung der schwebenden Fremdkörper auf eine besondere Art zu begründen. Man zeigt dass die Bewegung der schwebenden Fremdkörper vom energetischen Standpunkt der Wirbelenergie zuzuschreiben ist, welche, in Anwesenheit der festen schwebenden Teilchen, sich entsprechend, zu einem kleineren Teile, in Wärmeenergie verwandelt.

În legătură cu alegerea tipului de beton pentru construcţiile masive hidrotehnice

Cand. în şt. tehn. Ing. **A. Nissim** şi Ing. **E. Juster**

Directivele Congresului al II-lea al P.M.R. cu privire la cel de al doilea plan cincinal de dezvoltare a economiei naţionale pe anii 1956—1960 pun ca sarcină, în domeniul electrificării, creşterea puterii instalate a centralelor electrice cu cca. 700 000 kW, dintre care 200 000 kW în centrale hidroelectrice. În afară de hidrocentrala „V. I. Lenin"-Bicaz, se vor construi hidrocentrale noi pe rîul Argeş, în munţii Apuseni şi în alte regiuni ale ţării.

Executarea unui asemenea plan de dezvoltare a construcţiilor hidroenergetice necesită punerea în operă a unor cantităţi foarte mari de betoane hidrotehnice.

Sarcina pusă inginerilor şi tehnicienilor din domeniul proiectării şi executării acestor lucrări, este de a da soluţii, care să asigure construcţii cu o durabilitate cît mai mare, necesitînd investiţii cît mai mici.

În această problemă, o poziţie importantă o ocupă alegerea tipului de beton, prin aceasta putîndu-se asigura durabilitatea şi economicitatea construcţiei. Prezentul articol se ocupă de problema betonului masiv. În cele ce urmează — conform terminologiei admise în literatura de specialitate — vom denumi „beton masiv" acel beton, în care eforturile cauzate de fenomenele de contracţie din variaţiile de temperatură şi umiditate depăşesc ca importanţă eforturile cauzate de sarcinile exterioare.

În general, de la grosimi de 1,00 m betonul începe să capete caracter de masivitate.

Betonul masiv se întîlneşte în primul rînd în interiorul barajelor de greutate, care sînt frecvente în practica construcţiilor hidrotehnice.

În condiţii asemănătoare se găsesc şi o serie de alte construcţii hidrotehnice, ca barajele arcuite sau alte tipuri de construcţii: ziduri de sprijin, fundaţii de maşini, de furnale, de coşuri de fum etc.

La aceste construcţii, chiar dacă eforturile cauzate de fenomenele de contracţie provenite din variaţiile de temperatură sau umiditate nu au un rol preponderent, totuşi ele pot avea valori apreciabile care pot provoca fisurarea betonului.

Execuţia construcţiilor din beton masiv este însoţită de apariţia unor fenomene caracteristice ca:

— creşterea rapidă a temperaturii betonului în primele zile după turnarea acestuia, urmată de o perioadă de răcire lentă. Se observă — în acelaşi timp — o neuniformitate a distribuţiei temperaturii;

— umiditatea betonului este de asemenea distribuită neuniform, stratul de beton din apropierea suprafeţelor libere în contact cu atmosfera fiind foarte sărac în umiditate, pe cînd la o adîncime de cîteva zeci de centimetri, betonul păstrează o umiditate constantă, destul de ridicată.

Foarte adesea, aceste fenomene sînt însoţite de apariţia fisurilor, dovedind că, în elementele de beton de dimensiuni mari, pot apărea eforturi, care să depăşească rezistenţa de rupere a betonului la întindere.

Fisurile s-au dovedit a fi cu deosebire neplăcute în construcţiile hidrotehnice, în special în baraje, întrucît pot influenţa distribuţia eforturilor în interiorul lor şi chiar stabilitatea acestor construcţii ; de asemenea durabilitatea construcţiilor hidrotehnice poate fi influenţată defavorabil de apariţia fisurilor, acestea reprezentînd căi de infiltraţie a apei şi, în consecinţă, de coroziune a betonului. Apariţia fisurilor poate fi periculoasă şi pentru celelalte tipuri de construcţii masive amintite mai înainte.

★

Datorită fenomenului de dezvoltare a căldurii de hidratare a cimentului, cît şi pierderilor de căldură pe suprafeţele laterale ale blocurilor (din care este alcătuită construcţia) temperatura betonului este distribuită neuniform, prezentînd în general un maxim în regiunea centrală a blocului şi minime în regiunile periferice. În urma acestui fapt, în perioada de creştere a temperaturii, care are loc în primele zile după turnarea betonului, apar eforturi de compresiune în regiunea centrală şi eforturi de tracţiune în regiunea periferică a blocului.

Aceste eforturi de tracţiune, la care se adaugă eforturile de tracţiune provocate de contracţia din variaţia de umiditate, pot duce la fisuri superficiale în blocul de beton.

Un deosebit interes prezintă fenomenul de răcire lentă a maselor de beton aşezate pe fundaţii mai mult sau mai puţin rigide. După cum este în general cunoscut, fenomenul de răcire a marilor masive de beton se întinde pe o perioadă foarte îndelungată de timp, depăşind uneori 10—20 ani. În timpul răcirii, betonul se contractă ; dacă există o cauză, care să împiedice această contractare (rigiditatea fundaţiei sau altă cauză), în beton apar eforturi de tracţiune, care — dacă depăşeşte rezistenţa de rupere a betonului la tracţiune — pot provoca fisuri profunde în masa betonului.

★

După cum se va vedea mai departe, fenomenul fisurării betonului masiv depinde de o multitudine de factori diferiţi — unii dintre ei contradictorii.

Din cît este cunoscut autorilor articolului de faţă, nu există pînă în prezent un criteriu de alegere a materialului şi a procesului tehnologic pentru construcţiile masive de beton, criteriu care să ţină seama de factorii care pot influenţa procesul de fisurare, solicitarea principală a betonului masiv.

Din această cauză, alegerea materialului de construcţie (ciment şi beton) şi a procesului tehnologic are încă — în cea mai mare parte — un caracter empiric şi subiectiv, acordîndu-se preponderenţă unui sau altui factor, fără a se avea în vedere ansamblul factorilor care duc la fisurarea betonului.

În articolul de faţă, se încearcă a se stabili criteriul, care, ţinînd seama de întreaga complexitate a problemei, dă posibilitatea alegerii între mai multe tipuri de beton şi ciment şi, între mai multe procese tehnologice (dimensiuni de bloc, pauze de betonare, temperatura amestecului de beton, etc.) pe acelea, care dau cea mai mare siguranţă la fisurare şi asigură deci durabilitate maximă construcţiei.

În vederea stabilirii acestui criteriu, considerăm formula pe baza căreia se pot stabili eforturile de tracţiune ce apar în betonul masiv :

$$\sigma = m\,E\,(\alpha \cdot \Delta\theta + \varepsilon_c). \qquad (1)$$

În care:

— m este un coeficient care depinde de distribuţia neuniformă a temperaturii şi umidităţii în masivul de beton şi de condiţiile pe conturul acestuia (Maslov N. G., Izvestia VNIIG nr. 13).

— E este modulul de elasticitate la tracţiune al betonului. Valoarea sa depinde de natura agregatelor, de tipul cimentului etc. Betoanele confecţionate cu cimenturi de tip alitic au — în special la vîrstă tînără — modulul de elasticitate mai ridicat decît cele confecţionate cu cimenturi de tip belitic.

— α este coeficientul de dilatare al betonului. El este influenţat în special de natura rocii de provenienţă a agregatelor.

Micşorarea valorilor lui E şi α reduce valoarea eforturilor din beton.

— $\Delta\theta$ este variaţia de temperatură în betonul masivului, de la valoarea maximă atinsă în primele zile după turnare, pînă la valoarea medie multianuală, la care se stabilizează temperatura barajului după trecerea unui interval mare de timp (pentru alte tipuri de construcţii masive valoarea temperaturii de stabilizare trebuie determinată de la caz la caz).

Se observă din formula (1) că reducerea lui $\Delta\theta$ micşorează eforturile σ care iau naştere în beton.

Exprimarea valorii variaţiei de temperatură se poate face cu formula (2)

$$\Delta\theta = \theta_i + \theta_c - \theta_{fm}, \qquad (2)$$

În formula (2) :

— θ_i este temperatura iniţială, adică temperatura de turnare a betonului. Se poate micşora valoarea lui θ_i prin adăugare de apă răcită sau fulgi de gheaţă la amestecarea betonului sau prin alte metode.

— θ_c este temperatura care se dezvoltă în beton, datorită degajării căldurii de hidratare a cimentului.

θ_c poate fi calculat dacă se cunosc : cantitatea de căldură degajată de ciment în funcţie de timp, constantele termotehnice ale betonului, condiţiile schimbului de căldură între suprafaţa betonului şi mediul exterior şi temperatura mediului exterior. Calculul se poate efectua fie integrînd direct ecuaţia diferenţială a căldurii, fie prin folosirea metodei diferenţelor finite.

θ_c poate fi influenţat prin alegerea corespunzătoare a unor factori ca :

— dozajul de ciment în beton ;

— tipul cimentului folosit ;

— adaosurile la ciment ;

— dimensiunile blocului de beton (între două rosturi de lucru) ;

— pauza tehnologică dintre turnările a două blocuri suprapuse ;

— tipul cofrajului şi intervalul de timp după care se face decofrarea, etc.

Folosirea dozajelor reduse, a cimenturilor de joasă căldură de hidratare — de tipul belitic şi cu conţinut redus de aluminat tricalcic — coboară simţitor temperatura care se dezvoltă în beton. Un efect asemănător se poate obţine folosind, în anumite condiţii, adaosuri plastifiante sau adaos de praf de piatră.

Micşorarea dimensiunilor blocului şi mărirea pauzei de betonare — în limitele admise de procesul tehnologic al turnării betonului — au de asemenea un efect favorabil sub aspectul reducerii lui θ_c.

— θ_{fm} este temperatura finală medie multianuală, la care se stabilizează barajul după trecerea unui interval îndelungat de timp. Ea depinde de condiţiile climatologice ale regiunii unde se construieşte barajul, valoarea ei neputînd fi în general modificată.

— ε_c reprezintă deformaţia betonului cauzată de variaţia umidităţii, deformaţie care în mod obişnuit se denumeşte contracţia sau umflarea betonului. In cazul betonului masiv, pierderea umidităţii se face numai în imediata vecinătate a suprafeţelor libere, în restul betonului umiditatea fiind practic constantă. Aceasta se datoreşte faptului că betonul are coeficientul de conductibilitate a umidităţii foarte redus. Măsurători în construcţii masive de beton — cum ar fi barajul hidrocentralei de pe Nipru — au arătat că după 6 ani valoarea contracţiei în interiorul masivului nu depăşeşte 5×10^{-5}, fiind cu mult mai mică decît valorile obţinute în vecinătatea suprafeţelor libere.

Formula (1), pentru determinarea eforturilor care apar în beton, este valabilă numai în ipoteza că betonul este un material perfect elastic.

Dacă valorile eforturilor, care apar în masivele de beton ar corespunde — ca mărime — cu cele determinate în această ipoteză, toate construcţiile masive de beton ar trebui să fie fisurate. În realitate nu se constată acest lucru, deoarece betonul prezintă fenomenul de curgere lentă, sub acţiunea căruia eforturile ce apar în beton se reduc, putînd uneori să scadă cu peste 50% în raport cu valoarea de calcul în ipoteza materialului elastic.

Formula pentru determinarea eforturilor din beton în situaţia reală, ţinîndu-se seama de efectul curgerii lente, are forma :

$$\sigma^* = \sigma \cdot H^*, \qquad (3)$$

în care:

σ^* este efortul redus sub efectul curgerii lente;

σ — efortul calculat în ipoteza materialului elastic, conform formulei (1);

H^* — coeficientul de amortizare (a se vedea Arutiunian N. H.: ,,Unele probleme ale teoriei curgerii lente'', Moscova, 1952). Coeficientul de amortizare ţine seamă de reducerea eforturilor din beton, sub efectul relaxării betonului. Efectul de relaxare a eforturilor — cauzat de curgerea lentă a betonului — (deci, valoarea coeficientului H^*) este influenţat de o serie de factori, ca: compoziţia mineralogică a cimentului, dozajul de ciment, raportul apă-ciment etc.

Este clar că, pentru a se reduce pericolul de fisurare a betonului, este necesară micşorarea eforturilor ce pot apărea în beton. Această micşorare se poate obţine prin mai multe mijloace: reducerea dozajului de ciment, folosirea de cimenturi belitice de joasă căldură de hidratare şi cu întărire lentă, folosirea adaosurilor plastifiante, etc. care reduc variaţia de temperatură $\Delta\theta$, micşorează valoarea modulului de elasticitate E şi — influenţînd curgerea lentă a betonului — modifică valoarea coeficientului H^*.

În acelaşi scop pot fi folosite — în anumite limite — alte măsuri ca : reducerea dimensiunilor blocului, mărirea pauzei tehnologice etc.

Pentru ca fisurile să nu apară, este necesar ca efortul de tracţiune din beton să fie mai mic decît rezistenţa de rupere la întindere R_t a betonului.

Reiese deci că pentru a reduce pericolul de fisurare este indicat a se recurge la mijloacele capabile de a mări rezistenţa de rupere la întindere a betonului : sporirea dozajului de ciment, (pentru a se putea reduce raportul A/C), folosirea cimenturilor de rezistenţă superioară de tip alitic, etc.

Se poate constata că mijloacele, care pot spori rezistenţa de rupere la întindere a betonului, sînt tocmai acelea care sporesc în acelaşi timp căldura degajată de ciment, modulul de elasticitate al betonului şi reduc curgerea lentă a betonului.

Din cele expuse mai înainte rezultă că alegerea tipului de beton este o problemă complicată, tocmai din cauză că trebuie avut în vedere un număr mare de factori, în general contradictorii. Variaţia compoziţiei mineralogice a clincherului aduce după sine variaţii de sens invers ale căldurii de hidratare pe de o parte, ale rezistenţelor cimentului obţinut prin măcinarea chincherului, pe de altă parte. Dintr-un singur fel de clincher se pot obține diferite feluri de ciment în funcție de finețea și modul de măcinare, felul și dozajul adaosurilor, etc.

Reducerea dozajului de ciment din beton poate conduce la betoane cu degajare de căldură mai redusă și totodată cu rezistență de rupere mai mică; aceste betoane pot totuși oferi uneori o siguranță mai mare împotriva fisurării decît betoane cu dozaje mai ridicate.

O influență destul de mare asupra eforturilor ce apar în beton o au de asemenea: condițiile climatologice ale regiunii în care se execută construcția, perioada anului în care se face betonarea, procesul tehnologic al turnării betonului, etc.

Se vede cît de falsă este părerea că se pot lua rețete folosite la o lucrare pentru a fi folosite la altă lucrare, fără a se ține seama de factorii enumerați mai înainte, pe baza unor cercetări experimentale desfășurate pe un program vast.

Aceste cercetări experimentale trebuie să ducă la posibilitatea determinării valorii rezistenței de rupere la întindere a betonului R_t, a modulului de elasticitate E, a coeficientului de amortizare H^*, a coeficientului de dilatare α și a contracției ε_c. Determinînd valoarea căldurii de hidratare a cimentului și ținînd seama de constantele termotehnice ale betonului, cît și de factorii climatologici, se poate stabili valoarea lui $\Delta\theta$.

Se pune însă întrebarea cum se poate face prelucrarea datelor obținute pe baza programului de cercetări pentru stabilirea tipului optim de beton, avînd în vedere multiplicitatea factorilor și contradicțiile ce există între aceștia.

Din lipsa unui criteriu, există tendința de a se aprecia separat căldura de hidratare, rezistența de rupere la întindere a betonului, modulul de elasticitate și capacitatea betonului de a prezenta deformații plastice (curgerea lentă), ceea ce duce la rezultate fie eronate, fie neconcludente.

Autorii consideră că un criteriu unitar, care ține seama de factorii citați înainte, se poate obține cu ajutorul noțiunii de coeficient de siguranță la fisurare a betonului masiv. Coeficientul de siguranță la fisurare a betonului masiv se exprimă cu formula (4):

$$C=\frac{R_t}{\sigma^*}=\frac{R_t}{mE\left(\alpha\Delta\theta+\varepsilon_c\right)H^*}. \tag{4}$$

In ceea ce privește fixarea valorii minime, care se poate admite pentru coeficientul de siguranță C, sînt necesare studii și cercetări suplimentare. Comparativ însă, coeficientul C poate fi folosit pentru a se stabili tipul optim de beton — între mai multe tipuri de beton studiate — în anumite condiții (climatologice, tehnologice, etc.) date.

Autorii consideră că aceasta se poate exprima mai limpede cu ajutorul unui indice de comparație exprimat cu formula (5):

$$I_i=\frac{R_{ti}\,E_0\left(\alpha\Delta\theta_0+\varepsilon_{c0}\right)H_0^{\,*}}{R_{t0}\,E_i\left(\alpha\Delta\theta_i+\varepsilon_{ci}\right)H_i^{\,*}} \quad (i=1,2,3,\ldots). \tag{5}$$

Cu ajutorul formulei (5) o serie de tipuri de betoane (1, 2, 3,...) se compară cu un tip de beton ales ca etalon (cu indicele o).

Dintre tipurile de beton — experimentate pentru o construcție masivă — cel cu indicele de comparație cel mai ridicat prezintă probabilitatea cea mai mică de a fisura și trebuie — în consecință — ales pentru executarea respectivei construcții.

Aplicarea formulelor (4) și (5) implică obținerea pe cale experimentală a unei serii de date ca R_t, E, α, $\Delta\theta$, ε_c, cît și a valorilor ce intră în calculul lui H^*.

— Rezistența de rupere la întindere a betonului R_t se obține prin ruperea la tracțiune a probelor de beton în formă de opt sau în alte forme similare. In primă aproximație se poate lua

$$R_t=\frac{R_{ti}}{1{,}7},$$

în care R_{ti} este rezistența de rupere la întindere din încovoiere pe grinzi de beton. Obținerea lui R_{ti} cere, în general, un utilaj de laborator mai simplu decît obținerea lui R_t.

— Modulul de elasticitate la întindere E se obține pe probe de același tip ca cele folosite la obținerea lui R_t. In primă aproximație se poate folosi în locul modulului de elasticitate la întindere, modulul de elasticitate la compresiune, determinat pentru valori ale efortului mai mici decît 0,5 R_p (cu R_p s-a notat rezistența prismatică a betonului).

— Coeficientul de dilatare se determină experimental. Se poate admite ca valoare medie, pentru tipurile de betoane folosite în construcții masive $\alpha = 10^{-5}$,

— În formula (2) a variației de temperatură $\Delta\theta$, singurul termen care prezintă dificultăți de determinare este θ_c. Acesta poate fi obținut fie prin măsurare directă pe blocuri de beton de dimensiuni mari, fie pe cale de calcul prin integrarea ecuației diferențiale a căldurii în cazul sursei interioare de căldură.

Pentru aceasta este necesară determinarea prealabilă a căldurii de hidratare a cimentului și a constantelor termotehnice ale betonului: coeficientul de conductibilitate al căldurii λ căldura specifică c și coeficientul de difuzibilitate a temperaturii a.

În cazul cînd dificultățile de experimentare nu pot fi înlăturate, se pot lua următoarele valori medii:

$$\lambda = 1{,}3 \dots 1{,}5 \text{ kcal, m}^{-1}, \text{ grad}^{-1}, \text{ oră}^{-1};$$

$$c = 0{,}21 \dots 0{,}25 \text{ kcal, kg}^{-1}, \text{ grad}^{-1};$$

$$a = \frac{\lambda}{c\gamma};$$

γ = greutatea volumetrică a betonului.

— Contracția betonului masiv ε_c este, în general, greu de obținut pe cale experimentală. După prof. I. A. Nilender, se poate lua acoperitor $\varepsilon_c = 15 \times 10^{-5}$.

— Coeficientul de amortizare H^* se obține pe bază de calcul (v. Arutiunian N. H.: „Unele probleme ale teoriei curgerii lente“, Moscova 1952). Constantele care intră în calculul lui H^* se determină pe cale experimentală.

Pentru exemplificare expunem — în continuare — calculul coeficienților de siguranță și indicii de comparație care au fost folosiți în studiul unei construcții hidrotehnice proiectate, pentru alegerea tipului de beton și ciment.

Dintre betoanele studiate, prezentăm patru tipuri. Betoanele au fost executate cu agregate de rîu cu granula maximă de 120 mm.

La toate tipurile s-a folosit adaos plastifiant pe bază de ligno-sulfonați de calciu, în proporție de 0,2% din greutatea cimentului. Într-un singur caz (tipul nr. 4) s-a folosit adaos inert sub formă de praf de piatră în proporție de 15% din greutatea cimentului (betonul de tipul nr. 4 conține 270 kg ciment plus 50 kg praf de piatră). Toate tipurile de beton au avut aceeași consistență:

Temperatura betonului la turnare . . . . . $\theta_i = 15\,^0$C
Temperatura aerului în timpul turnării . . . . 18 °C
Temperatura medie multianuală pentru regiunea în care se execută construcția . . . $\theta_{jm} = 12\,^0$C

În tabela 1 se găsesc valorile eforturilor din beton în ipoteza că acesta este un material elastic.

Tabela 1

Nr. crt.	Tipul cimentului	Dozaj kg/m³	θ_{max} $\theta_i + \theta_c$	θ_f 1)	$\Delta\theta$	$10^5\,\varepsilon_c$	$10^{-5}\,E$ kg/cm²	σ 2) kg/cm²
1	Alitic	270	$33,^{0}2$	$17,^{0}1$	$16,^{0}1$	15	3,850	120,0
2	Belitic	270	$28,^{0}8$	$15,^{0}3$	$13,^{0}5$	15	3,650	104,0
3	,,	250	$27,^{0}0$	$14,^{0}9$	$12,^{0}1$	15	3,000	81,3
4	,,	320	$24,^{0}5$	$14.^{0}6$	$10,^{0}9$	15	3,600	93,2

[1] θ_f este temperatura calculată a construcției la 50 de ani după turnare.

[2] Pentru calculul lui σ s-a luat $n = 1$, pentru simplificare, întrucît nu s-a urmărit obținerea unor valori exacte pentru coeficientul de siguranță, ci a unor valori comparative.

Valorile eforturilor, ținînd seama de curgerea lentă a betonului, precum și valorile coeficienților de siguranță *(C)* și a indicilor de comparație *(I)* sînt trecute în tabela 2.

Tabela 2

Nr. crt.	R_t kg/cm²	H^* 1)	σ^* kg/cm²	C	I
1	31,0	0,244	29,3	1,06	1,41
2	28,5	0,215	22,4	1,27	1,69
3	15,3	0,250	20,3	0,75	1,00
4	25,8	0,218	20,2	1,28	1,71

[1] În calculul coeficienților de amortizare H^* s-au luat, pentru măsura curgerii lente, următoarele valori limită:
pentru beton cu ciment alitic $C_0 = 0{,}8 \times 10^{-5}$ cm²/kg;
pentru beton cu ciment belitic $C_0 = 1{,}8 \times 10^{-5}$ cm²/kg.

[2] Pentru calculul indicilor de comparație s-a luat ca etalon tipul de beton nr. 3 (cu $I = 1{,}00$.

Se constată că betonul de tipul nr. 4 are indicele de comparație cel mai ridicat. Diferența neînsemnată între betoanele de tipul nr. 2 și nr. 4 a făcut ca alegerea definitivă a tipului de beton să se facă ținînd seama și de alte considerații tehnice (permeabilitate etc.).

Concluzii

1. Articolul prezintă o metodă pentru alegerea tipului de ciment și beton pentru construcțiile masive, în primul rînd pentru zona interioară a construcțiilor hidrotehnice.

2. Pentru rezolvarea acestei probleme autorii pornesc de la solicitările cele mai importante ale betonului masiv și analizează problema fisurării, problemă capitală pentru o construcție care se cere a fi monolită și impermeabilă.

3. Prin compararea și alegerea betonului pe baza indicilor de comparație a rezistenței

la fisurare, se introduce un criteriu unic şi obiectiv tocmai într-o problemă care în momentul actual este lipsită de posibilitatea unei orientări certe.

4. Metoda propusă permite a se întrevedea extinderea, spre exemplu în sensul posibilităţii normării coeficientului de siguranţă la fisurare pentru diferitele construcţii masive.

★

В СВЯЗИ С ВЫБОРОМ СОРТА БЕТОНА ДЛЯ МАССИВНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

В статье описывается метод выбора сортов цемента и бетона для массивных сооружений, в первую очередь для внутренней зоны гидротехнических сооружений.

Исходя из проблемы растрескивания массивного бетона, авторы предлагают объективный критерий выбора наилучшего материала из ряда бетонов (цементов), которые могут быть приняты во внимание для данного сооружения.

GESICHTSPUNKTE BEI DER WAHL DER BETONTYPE FÜR DIE MASSIVEN HYDROTECHNISCHEN BAUTEN

Der Artikel bringt eine Methode für die Wahl der Zement — und Betonart für die massiven Bauten, in erster Linie für die inneren Zone der hydrotechnischen Bauten.

Aussgehend von der Rissebildung beim massiven Beton schlägt der Autor ein objektives Kriterium vor für die Wahl des besten Materials aus einer Reihe von Beton- bzw. Zementarten, de für die gegebene Konstruktion berücksichtigt werden können.

CRONICĂ

Congresul hidrografic de la Budapesta, 1955

În zilele de 14—17 septembrie 1955 s-a ţinut la Budapesta un congres hidrografic organizat de Academia de Ştiinţe, de Direcţia generală a apelor şi de Societatea hidrologică a Ungariei, cu ocazia celei de a 70-a aniversări a Serviciului hidrografic al Ungariei.

I. Şapte decade ale serviciului hidrografic al Ungariei de D. **Ihrig**

In acest raport se arată evoluţia acestui serviciu de la înfiinţarea lui pînă astăzi, insistîndu-se asupra celor două epoci mai glorioase: epoca de la 1886 pînă la 1914 şi epoca de la 1945 pînă astăzi.

În perioada 1914—1945 a fost o stagnare atît în ce priveşte observaţiile, cît şi în privinţa executării de lucrări.

După 1945, transformarea societăţii şi noua ordine economică au impus o dezvoltare considerabilă a serviciului hidrografic. Astfel, numărul mirelor a ajuns la 528 (în 1954) faţă de 137 (în 1938) ; numărul măsurătorilor anuale de debite de apă — peste 4 800 (în 1954) faţă de circa 100—150 (înainte de 1938) ; s-a întocmit inventarul principalelor 750 de izvoare, observînd în mod sistematic 140 de izvoare cu debite de 1 000 l/min ; debitele solide se măsoară sistematic în 9 cursuri de apă, cuprinzînd 25 staţii de măsurat ; nivelurile apelor subterane se măsoară în 2 068 de puţuri (faţă de 300 înainte de 1944) ; publicaţiile datelor hidrologice s-au dezvoltat considerabil ; în sfîrşit, s-a creat Institutul de cercetări al resurselor hidraulice.

II. Probleme hidrografice ale navigaţiei şi ale regularizării fluviilor

1. *Studii privind stabilitatea patului şi mişcarea debitului solid,* de dr. J. **Bogárdi**. În acest raport se arată că debitele solide de fund, măsurate de la 1933 cu plase, se determină după 1942 cu aparate mai exacte.

Se face analiza compoziţiei granulometrice a materialelor din albie (după 1942).

După 1948, măsurarea debitelor solide ia amploare şi rezultatele s-au publicat pentru 25 de staţii pe 9 cursuri de apă. In fiecare staţie se măsoară turbiditatea (greutatea solidului în suspensie şi a celui tîrît pe fund), debitul şi viteza apei. S-au stabilit corelaţii, studiindu-se influenţele asupra transportului solid, datorite nivelurilor în perioadele de creştere, de descreştere şi de culminaţie, datorite sezoanelor.

S-au examinat: variaţia diametrelor granulelor, greutatea solidă în diferite profiluri şi în lungul fluviilor. În fine, s-a studiat stabilitatea albiei ţinînd seamă de materialele din albie.

Ca probleme teoretice, s-au studiat repartiţia turbidităţii în adîncime, problema uzării şi a micşorării cantitative a debitului transportat, formarea vitezelor critice (în laboratorul Politehnicii), decantarea şi problema transportului solid în relaţie cu barajele (V. Tiszalök, Vişegrad pe Dunăre etc.).

O problemă mult studiată este aceea a stabilităţii albiei, adică „o albie fără împotmolire şi fără afuiere", după definiţia lui Lane.

S-au comparat diferite criterii de stabilitate (H. A. Einstein, Bogárdi, Velikanov, Rouse, Lohtin). Bogárdi constată o relație între parametrii nedimensionali:

$$a=\frac{d_g}{RI} \text{ și } t=\frac{w}{ghI},$$

care pot servi drept criterii de stabilitate (d_g — diametrul mediu al granului; w — mărime hidraulică, celelalte notații sînt cunoscute, iar ghI reprezintă o viteză de frecare) și confirmă prin observații numeroase în albii, justificarea practică a parametrului a.

La discuții, prof. Nemeth Endre a completat referatul cu date extrase din numeroase lucrări occidentale, iar acad. prof. E. Moșonyi observă că parametrul a reprezintă, în fond, raportul dintre rezistența aluviunilor și forța de tîrîre, deci, trebuie să dea seamă de stabilitatea albiei.

2. *Condițiile pragurilor și ghețurilor la căile navigabile în Ungaria,* de K. Töry. Se arată că pe porțiunea din Dunărea regularizată (în aval de Budapesta) nu se mai produc zăpoare și debacluri, dacă adîncimea este mai mare decît 3 m, pe o lărgime suficient de mare.

În sectoarele dificile se studiază pragurile, frecvența și durata fiecărui prag, deficitul mediu de muiaj al fiecărui prag sub pescajul cerut.

Concluzie: Condițiile sînt bune pe sectoarele regularizate și bine întreținute; dacă se neglijează întreținerea, apar dificultățile.

III. Probleme hidrografice ale apărării contra inundațiilor

1. *Nivelul competent (de calcul) al viiturilor rîurilor,* de Z. Karolyi, candidat în științe tehnice. La proiectarea digurilor vechi se socotea coronamentul digului 1—1,5 m peste nivelul de viitură maximum observat.

S-a constatat, cu timpul, ridicarea fundului și a nivelurilor la viituri și s-au produs mari inundații.

Pentru a găsi nivelul care trebuie luat în calcul, au trebuit rezolvate problemele următoare:

a) se rupe un dig deversat; care ar fi fost nivelul maxim dacă digul era suficient de înalt?

b) se îndiguiesc terenuri noi; care va fi noul nivel al viiturii?

c) se schimbă albia rîului; ce schimbări ale nivelurilor vor fi în profiluri?

d) care va fi nivelul maxim de debaclu, în locuri unde încă nu s-au produs zăpoare?

e) cum cresc viiturile în raport cu despăduririle?

f) la confluența a două rîuri, care va fi nivelul maxim în cazul unei coincidențe defavorabile a debitelor maxime pe ambele rîuri?

S-a recurs la statistica matematică, pentru a se da o asigurare mai mare la lucrările economice mai importante, dar extrapolarea curbelor de orice tip (Foster-Ribkin, Grassberger etc.) dă valori prea mici pentru debitele mari și nivelurile respective. Nu există dovadă că în hidrologie este o curbă de repartiție valabilă. Dimpotrivă, condiția de bază a calculului probabilităților, *omogenitatea cazurilor posibile,* nu se întîmplă, de regulă, în hidrologie (de exemplu, regularizarea unui afluent face să se schimbe un anumit factor de scurgere).

Trebuie făcut examenul aprofundat al condițiilor fizico-geografice, de exemplu al ploilor, al precipitațiilor, al incidențelor de confluență; în rezumat, trebuie făcută analiza hidraulică.

Această chestiune este importantă pentru Ungaria, din al cărui teritoriu productiv, 20% este expus inundațiilor.

2. *Perfecționarea prevederilor de viituri în Ungaria,* de W. Lászlóffy, candidat în științe tehnice. Problema curentă se poate formula astfel: să se prevadă unda de viitură dintr-un sector aval, cunoscînd unda dintr-un sector amonte al fluviului. Variabilele sînt: cota amonte, posibilitățile de înmagazinare, efectele afluenților (cotele sau Σ Q). Să se calculeze vîrful maxim probabil, data probabilă a vîrfului. Se mai poate cere și prevederea continuă (adică întreaga curbă a viiturii, cu creșterea și descreșterea). Problema se rezolvă fără dificultăți în cazul a trei variabile. Dacă numărul variabilelor crește, se mărește precizia, dar rezolvarea este mai grea. Calculele de precizie nu se pot mecaniza și cer o mare experiență personală.

IV. Problemele hidrografice ale lucrărilor de amenajare a apelor

1. *Cantitățile de ape vătămătoare ale șesului rezultînd din topirea zăpezilor,* de P. Salamin, candidat în științe tehnice. Pentru determinarea apelor vătămătoare provenite din topirea zăpezilor după ploile de toamnă sau după dezgheț, în special la șes, este nevoie a determina cantitatea de zăpadă topită și coeficientul de scurgere.

Zăpada topită se determină cu ajutorul balanței de căldură pe perioade de una sau de cinci zile. Inconvenient: datele necesare se găsesc numai la puține stații meteorologice.

Balanța hidraulică se bazează pe observarea zilnică a grosimii stratului de zăpadă, pe scăderea sau creșterea conținutului de apă al zăpezii (absorbția, respectiv, degajarea apei în stratul de zăpadă). Scara măsurii este greutatea specifică a zăpezii care variază.

Avantaj: se pot face observații în multe stațiuni.

Inconvenient: nu se pot separa efectele radiației calorice de efectele produse de vaporii care se precipită din aerul cald și umed.

Cantitățile de apă care provin din zăpadă fiind astfel determinate, se calculează apele stricătoare, cu ajutorul coeficienţilor de scurgere. Ceea ce influenţează coeficienţii de scurgere sînt: precipitaţiile căzute anterior şi îngheţul pămîntului.

S-au făcut calcule pe 50 de ani pentru o regiune mai expusă, rezolvînd şi problemele următoare:

a) Asanarea mai corectă (canale, rezervoare, staţia de pompare).

b) Debitul produs de topirea zăpezilor poate fi prevăzut continuu, servind şi la alte probleme de previziune.

2. *Calculul debitului de viitură al rîurilor mici.* S-au studiat rîurile cu bazine avînd suprafeţe $S < 1\,500$ km² şi s-a constatat că debitul de viitură este funcţie de $\sqrt{S}$. Se introduc mai mulţi factori de corecţie, printre care şi un factor p de probabilitate. Este necesar a se studia pe lîngă debitul maxim Q şi masa totală a undei. Nu s-a ajuns la o soluţie definitivă.

V. Problemele hidrografice ale irigaţiei şi canalizării fluviilor

1. *Determinarea resurselor de apă disponibile pentru irigaţii,* de E. Kertai. Datorită climei călduroase a cîmpiei ungare, cu 2 000 ore insolaţie şi $t = 3\,300^0$C în perioada de vegetaţie, este nevoie de irigarea culturilor. Suprafaţa irigată a crescut de la 12 000 ha în 1947 la 120 000 ha. Se prevede irigarea a mai multe sute de mii de hectare, dar debitele naturale ale apelor folosite local nu ajung.

Studiul resurselor de apă pentru irigaţii a început acum 20 ani şi s-a luat ca bază debitul minim sporit cu 80%, sau debitul corespunzînd înălţimii medii a minimelor lunare în sezonul de irigaţii. S-au luat în considerare şi posibilităţile de înmagazinare, utilizarea resurselor subterane şi ale apelor de infiltraţie. Se mai folosea şi altă metodă, luînd media debitelor celor mai mici pe o perioadă de 47 de ani. După metoda actuală, folosită în planul general de amenajare, se defineşte ca măsură disponibilă limita superioară a debitelor minime — cu un anumit grad de asigurare — ţinînd seamă de înmagazinarea apelor superficiale, de exploatarea apelor subterane şi de o bună distribuţie a apei. Mai trebuie ca resursele să fie şi utilizabile economic. Astfel, deşi în Valea Tisei s-ar putea iriga 2,2 milioane ha, numai 0,550 mil. ha au şi condiţii bune topografice şi pedologice. Pentru irigarea acestei suprafeţe este nevoie de maximum 300 m³/s. Debitele naturale ale Tisei şi afluenţilor săi acoperă numai o parte din aceste nevoi: apa care lipseşte se va lua din volume înmagazinate de 500 mil. m³ plus un debit de 90 m³/s, din Dunăre.

În aceste condiţii vor fi şi ani cu restricţii, dar pierderile de recoltă vor fi mici. Prin pierderi de recoltă se înţelege deficitul de recoltă faţă de recolta cea mai bună, datorit lipsei parţiale de apă.

Cantitatea de apă suplimentară necesitată — peste debitele naturale — se determină printr-un calcul de optimum economic, corespunzînd unui minimum al sumei investiţiilor pentru procurarea apei şi a perdelelor de recoltă, calculate pe un număr mare de ani.

2. *Probleme hidrografice ale canalizării fluviilor,* de Gy. Kovács. Se formulează aceste probleme astfel: care sînt efectele canalizării asupra regimului apei şi al gheţei? Care sînt efectele canalizării asupra transportului de debit? Care sînt efectele canalizării asupra pînzelor acvifere învecinate? Care sînt legile care guvernează cursurile de apă în stare naturală şi care vor fi schimbările cauzate de remu?

Cum se vor determina debitele apelor cu pantă slabă pe baza nivelurilor, după construirea barajelor? (Se preconizează determinarea zilnică a pantei!).

Pentru rezolvarea tuturor problemelor hidrodinamicii fluviilor canalizate se fac cercetări şi se elaborează din vreme metode de măsurare şi calcul adecvate. Astfel:

Din comparaţia metodelor de calcul al curbelor de remu, s-au ales procedeele Pavlovski, cu uşoare modificări. Se elaborează metode noi pentru calculul remuului după construirea viitoarelor baraje.

Cum după construirea barajelor, zilele cu pod de gheaţă vor fi mai numeroase, se studiază metodele de măsurare a debitului şi a temperaturii apei sub acoperiş de gheaţă.

Studiul debitului solid de fund şi în suspensie este foarte avansat în Ungaria. Se studiază cum se pot produce la baraje, împotmolirile în amonte, afuierile în aval de uzine, schimbările probabile ale albiilor.

Va fi nevoie de ridicări dese topografice ale albiei cu mai mare precizie, deci vor fi necesare instrumente adecvate.

Se studiază influenţa remuului asupra pînzelor acvifere învecinate, în stare naturală şi după construirea barajului.

S-au determinat unde ale pînzelor produse de undele de creştere. S-au studiat: efectul evaporării asupra pînzei acvifere, consecutive remuului, şi fenomenele de colmatare. Se fac observaţii în puţuri instalate în şiruri perpendiculare pe axa rîului şi critica rezultatelor. Se fac observaţii atît ale pînzei freatice, cît şi ale pînzelor mai adînci.

După construirea barajelor se va vedea efectul remuului provocat de acestea.

3. *Probleme speciale hidrografice ale cursurilor de apă mici,* de B. Weimann. Se semnalează următoarele dificultăţi la studiul cursurilor mici: a) lipsa continuităţii observaţiilor; b) efectele de remu din cauza vegetaţiei; c) variaţii ale profilului de măsură; d) variaţii

în timp ale căderii și ale pantelor; e) efectele gheței; f) efectele stăvilirii naturale și artificiale.

VI. Comunicări ale invitaților străini

Aceste comunicări — neprogramate dinainte — au avut un caracter mai mult ocazional și au fost, în general, scurte.

Prof. M. F. Menkeli (U.R.S.S. a expus principiile gospodăririi apelor, din care redăm următoarele: a) există o stabilitate medie a fenomenelor hidrologice, astfel ca din datele observate în trecut putem trage concluzii pentru viitor; b) apele mari sînt produse de factori hidrologici și meteorologici extrem de variabili, așa că din examinarea cazului celui mai defavorabil produs, nu se pot face extrapolări: c) comparația cu fluvii cu caracteristici analoge este admisibilă; d) curbele de probabilitate diferă, după cum ploile sînt de intensități egale sau sînt ploi torențiale; e) deschiderile de descărcare trebuie să fie larg calculate.

Calculul lui Q_{max} pe baza datelor fizice nu a dat încă rezultate, deoarece nu cunoaștem încă relația lui Q în funcție de precipitații. Rămîne a se calcula debitul de ape mari în funcție de asigurare, în general, cu asigurare de 0,1%; la lucrări foarte mari se va lua o asigurare de 0,01%. Pe lîngă factorii hidrologici din bazin, trebuie luate în considerare și efectele lucrărilor din albie (baraje, uzine) și lucrări pe versanți (agrotehnice, silvice). În U.R.S.S. se cercetează legătura dintre curba de probabilitate a lui Q și coeficienții care influențează pe Q. Factorii fizico-geografici îngreuiază analiza. Problema cea mai grea a hidrologiei este stabilirea la bazinele mici a lui Q_{max} ca funcție de diverși factori. Toate formulele propuse (Oghievski, Sokolov) sînt aproximative. În U.R.S.S. s-au făcut stații de cercetări hidrologice lîngă Moscova și pe Don și de rezultatele acestor cercetări va depinde soluția problemei debitului maxim. (Și în Ungaria se intenționează să se facă o stație hidrologică și un bazin de cercetare).

Prof. B. Marșicof (R. P. Bulgaria) propune, pe baza unor observații numeroase, să se efectueze măsurătorile rapide de debite pe rîuri măsurînd viteza apei numai în cîteva puncte. Astfel, măsurînd numai viteza la adîncime 0,3 H, sau numai în punctele 0,2 H și 0,8 H și luînd media, se obțin rezultate foarte apropiate de viteza medie pe verticală.

Prof. Otto Dub (R. Cehoslovacă) relatează cum s-au făcut planurile de perspectivă pentru economia apelor în Slovacia. S-a făcut un plan pe 20 de ani pentru toate rețelele hidrotehnice, adică irigație, navigație și alimentări de apă. Bazinele au fost împărțite în trei zone: munte, deal și cîmpie. Apele mari s-au considerat cu probabilitatea de 1%. S-a făcut împărțirea debitelor disponibile, cu multă economie, și s-au întocmit balanțe hidraulice. Planurile de perspectivă au fost apoi difuzate chiar în străinătate.

Ing. Radovan Petrovici (R. P. F. Iugoslavia) relatează că tăierea masivă a pădurilor a dat naștere la torenți; pășunarea caprelor a sporit răul. Se fac noi împăduriri. Măsurătorile de debite se fac, de regulă, la confluențe; rețeaua de stațiuni cuprinde o stație la bazine nu mai mari decît 170 km².

Se măsoară sedimentele în fluvii, iar transportul de aluviuni se măsoară cu metode noi.

Dr. ing. Kurt Vogt (Austria) face o comunicare cu privire la noile aparate de măsurat folosite în hidrologie cu transmiterea electronică la distanță.

Prof. Dansky (R. P. Polonă) anunță că va depune o comunicare despre aplicarea sistemului zecimal în hidrologie.

Prof. Mateescu Cristea (R. P. Romînă) * face o comunicare cu caracter informativ privitoare la stadiul în care se află cercetările hidrologice, precum și la caracteristicile principale ale regimului cursurilor de apă din R.P.R. Se citează activitatea importantă de la D.G.H. și de la I.S.P.E., precum și unele studii originale hidrologice ale ing. I. Boisnard și ing. I. Vladimirescu de la C.G.H.

În încheiere, *prof. E. Moșonyi,* membru corespondent al Academiei de Științe Ungare, propune ca țările din bazinul Dunării să colaboreze în mod organizat în domeniul hidrografiei, dată fiind interdependența lor hidrografică. Această colaborare trebuie să aibă loc între cercetători ca și între institutele de cercetare. Între aceste institute trebuie să se facă schimbul publicațiilor științifice (anuare, reviste, diverse publicații).

La conferințele hidrografice naționale ale fiecărui stat să fie invitate în timp util și institutele țărilor interesate, pentru ca să poată participa deplin la viața științifică a congresului.

S-a mai sugerat ca institutele de cercetări din aceste țări să-și compare instrumentele de măsurat de diferite tipuri, metodele de măsură și coeficienții de corecție și, în sfîrșit, s-a formulat întrebarea dacă nu ar fi chiar cazul creării unei organizații internaționale de cooperare științifică în domeniul hidrologiei, cuprinzînd numai țările din bazinul dunărean, organizație care nu ar veni în contradicție cu „Asociația internațională de hidrologie științifică“ de pe lîngă „Uniunea pentru geodezie și geofizică“. Sugestiile și propunerile vor fi centralizate la „Academia de Științe Ungară“.

*

După închiderea lucrărilor în ședințe, care au avut loc la „Academia de Științe“ care a pa-

---

*) Din partea R.P.R. au participat ca invitați ai Academiei de Științe Ungare, prof. *Dumitru Dumitrescu* și prof. *Cristea Mateescu*, membri corespondenți.

tronat acest congres, congresiştii au făcut diferite vizite, precum şi două excursii mai mari: prima la lacul Balaton, cu care ocazie au fost vizitate un institut de geofizică şi magnetism terestru şi o staţie de cercetări de biogenetică; a doua excursie, la Tiszalök şi în regiunea Tokai. Lucrările executate la Tiszalök în cadrul unui plan general de amenajare, merită a fi descrise deosebit.

Menţionez şi vizita făcută la noul laborator hidrotehnic pus de curînd în funcţiune şi la laboratoarele hidrotehnice ale catedrelor de specialitate de la Universitatea tehnică, unde au fost efectuate toate cercetările pînă în anul 1955, urmînd ca în viitor majoritatea modelelor industriale să se cerceteze la noul laborator.

Nu a lipsit nici vizitarea unor monumente istorice şi a unor locuri pitoreşti din jurul Budapestei. O expoziţie retrospectivă privitoare la dezvoltarea hidrologiei în Ungaria a avut loc în localul Academiei de Ştiinţe.

Se poate încheia acest raport cu constatarea că acest congres de hidrologie a fost foarte bine organizat şi a prezentat un multilateral interes.

Prof. dr. ing. **C. Mateescu**

Conferinţa internaţională de hidrobeton

Praga 22 — 25 XI 1955

In Republica Cehoslovacă s-a realizat un mare program de lucrări hidrotehnice şi sînt în curs de execuţie importante lucrări de baraje de greutate. Pentru a împărtăşi în cercuri mai largi experienţa cîştigată în timpul executării acestor lucrări, precum şi pentru a soluţiona unele probleme ivite, Academia Cehoslovacă de Ştiinţe, prin Institutul său de mecanică teoretică şi aplicată, a organizat această conferinţă internaţională, la care, în afară de 50 de specialişti cehoslovaci, au participat şi următorii invitaţi străini: prof. V. V. Stolnikov, prof. S. V. Şestopiorov şi prof. P. P. Tulukidje din U.R.S.S., prof. M. Ros din Elveţia şi prof. S. Solacolu şi prof. A. Steopoe din R.P.R. A mai participat un delegat al Academiei R.P.R. (ing. M. Weissenberg) şi un observator din partea R. P. Bulgaria (prof. Simeonov).

Invitaţii străini au fost primiţi oficial în după-amiaza zilei de 22.XI.1955 la Institutul de mecanică teoretică şi aplicată, de către directorul institutului, prof. B. Hacar, laureat al Premiului de Stat. Cu această ocazie s-au vizitat şi laboratoarele care depind de acest institut.

Lucrările conferinţei au început în dimineaţa zilei de 23.XI.1955, la casa oamenilor de ştiinţă din localitatea Liblice (50 km de Praga). După cuvîntul de deschidere rostit de prof. B. Hacar, au urmat cuvîntările reprezentanţilor Academiei de Ştiinţe (Prezidiul şi Secţia ştiinţelor tehnice), ai Ministerului Construcţiilor, Administraţiei Centrale a Apelor şi cuvîntările de salut ale invitaţilor străini (prof. Stolnikov, prof. M. Ros şi prof. A. Steopoe). S-a trecut imediat la prezentarea comunicărilor, invitaţii străini fiind programaţi pentru ultimele şedinţe. Comunicările s-au prezentat în ordinea următoare:

ing. I. Speta: Cimenturile pentru baraje.

ing. dr. J. Jambor: Adaosuri active la beton.

ing. dr. M. Jirsak: Alegerea agregatelor si a granulozităţii pentru beton.

ing. I. Mudra: Probleme de mecanizare în lucrările de beton.

ing. A. Kraus: Condiţii privind tehnologia betonului în construirea lucrărilor hidraulice.

prof. V. V. Stolnikov: Probleme actuale privind betonul.

prof. S. V. Sestopiorov: Noutăţi din lucrările proprii, privind betonul durabil.

prof. M. Ros: Noutăţi privind hidrobetonul şi construirea barajelor.

ing. M. Petrik: Aparate de măsurat în baraje.

ing. dr. L. Mejzlik: Măsurătorile din baraje şi valorificarea lor.

prof. P. P. Tulukidje: Betoanele cu agregate uşoare naturale.

prof. A. Steopoe: Unele probleme privitoare la adaosurile şi agregatele pentru hidrobetoane.

prof. S. Solacolu: Cimenturile pentru barajul de la Bicaz.

Comunicările au fost urmate de coreferate şi discuţii, seria lor încheindu-se în dimineaţa zilei de 25.XI.1955. In după-amiaza aceleiaşi zile s-a redactat şi citit rezoluţia conferinţei. De remarcat că în această rezoluţie figurează şi punctele de vedere susţinute de invitaţii romîni, şi anume:

a) Punctul de vedere al prof. S. Solacolu, ca pentru hidrobetoane să se folosească cimenturi unitare.

b) Punctul de vedere al prof. A. Steopoe, ca să nu se stabilească prescripţii rigide pentru agregatele necesare hidrobetoanelor, ci să se lase inginerului constructor libertatea de a folosi cît mai bine materialele locale.

După închiderea lucrărilor conferinței, s-au făcut vizite la instituțiile culturale și monumentele istorice din Praga, precum și la următoarele lucrări: barajul de la Slapy — cel mai mare baraj în funcțiune din Cehoslovacia, șantierul barajului de la Orlik (a cărui betonare va începe în anul 1957 și va avea 94 m înălțime), podul de mare deschidere de la Podolsco, atelierul de prefabricate „Prefa" și fabrica de cristal de la Carlovy-Vary.

Din comunicările prezentate s-au desprins o serie de date interesante, privitoare la hidrobetoane, care vor fi arătate pe scurt în cele ce urmează, în ordinea prezentării lor în ședințe:

Ing. I. Speta: *Cimenturile pentru baraje.* După experiența cehoslovacă, cel mai potrivit ciment pentru baraje este cimentul de furnal, adică cimentul cu doi componenți (clincher și zgură). Este economic, are termicitatea redusă, iar dacă se macină mai grosolan, întărirea inițială este înceată. Cercetările privind variația volumului din cauza sugerii interioare și a uscării n-au dus la rezultate concordante. O condiție absolut necesară pentru acest liant este uniformitatea calității. De aceea, în Cehoslovacia, înafară de controlul la fabrica producătoare și la șantier, mai există un al treilea punct de control la fabrică: acesta lucrează independent și poate opri expedierea la șantier a cimenturilor necorespunzătoare.

Studiile făcute asupra cimentului de zgură sulfatată au arătat că acest liant dă variații mari de volum și scăderi accentuate de rezistențe în timp, care nici după trei ani n-au încetat, așa încît nu poate fi considerat ca ciment de baraje.

Normele cehoslovace pentru cimentul de baraje prevăd următoarele condiții de calitate: conținutul în zgură = 60% ± 5, SO_3 max. 3%, începutul prizei după două ore, rest pe sita 009 7% ± 2. Căldura maximă de hidratare după 3, 7 și 28 zile: 60, 70 și 80 kcal/g. In prezent s-au făcut propuneri spre a se adopta un ciment unitar, care corespunde cu cimentul sovietic pentru hidrobetoane.

Ing. dr. J. Jambor: *Adaosuri active la beton.* Clorura de calciu este cel mai bun adaos accelerator pentru betoane. Deoarece are și influențe negative (dublează contracția la uscare și reduce rezistența la acțiunile agresive), nu se recomandă decît pentru lucrările anexe, piese subțiri și lucrări de iarnă.

In Cehoslovacia s-au fabricat două adaosuri tensioactive, livrabile la șantiere sub formă de soluții 5%: un microspumant, numit *vusal,* și un plastifiant, numit *plastificator S.* De asemenea, s-au fabricat dozatoare automate pentru introducerea adaosurilor în betoniere și un aparat automat pentru determinarea porozității betonului proaspăt. Vusal-ul a și fost folosit la o serie de lucrări hidrotehnice importante, constatîndu-se că are următoarele proprietăți:

a) acționează ca microspumant, îmbunătățind lucrabilitatea betonului (reduce segregarea și durata de vibrare pînă la 50%); b) deși porozitatea este ușor sporită, din cauza îmbunătățirii lucrabilității, pe șantiere nu s-au constatat scăderi de rezistențe, iar reducerea greutății specifice a fost numai de 60—80 kg/m^3; c) impermeabilitatea a fost îmbunătățită, absorbție de apă — redusă, iar rezistența la înghețul repetat s-a mărit de 4—5 ori. Toate aceste efecte se manifestă mai ales la betoanele cu dozaj redus și la un adaos de vusal de 0,02—0,05% din greutatea cimentului.

Plastificatorul S exercită următoarele influențe: a) îmbunătățește lucrabilitatea prin mărirea gradului de dispersie al cimentului; b) permite reducerea raportului apă/ciment, sporind rezistențele cu 8—20%; c) îmbunătățește impermeabilitatea, rezistența chimică și rezistența la înghețul repetat (mai puțin decît vusal-ul); d) întîrzie întărirea inițială și mărește contracția inițială la uscare. Toate aceste efecte se manifestă mai ales la betoanele cu dozaj mare, la un adaos de plastifiant de 0,1—0,5% raportat la ciment.

De aici se deduce că vusal-ul este indicat pentru hidrobetoane, iar plastificatorul S, pentru betoanele de mare rezistență.

Dr. ing. M. Jirsak: *Alegerea agregatelor și a granulozității pentru beton.* De la hidrobetoane se cere lucrabilitate la dozaj mic și durabilitate în operă. Agregatul trebuie să fie negeliv, iar forma granulelor să fie cu atît mai bună, cu cît fracțiunea este mai mică. Trebuie să se limiteze granula maximă de agregat, iar fracțiunea fină, de aceeași mărime ca și cimentul, ar fi bine să se îndepărteze. Părerea că microagregatele sînt necesare la dozajele reduse este greșită, deoarece permeabilitatea și durabilitatea sînt reduse prin prezența lor. Nu se poate prescrie o curbă ideală de granulozitate. Aceasta trebuie determinată experimental, pentru fiecare caz în parte, după natura materialului local, dozaj și mod de compactizare, evitîndu-se pe cît posibil reconcasările și eliminarea de fracțiuni spre a obține granulozități discontinue, care dau betoane greu lucrabile, cu tendință de segregare și proprii numai pentru dozaje mari.

Asigurarea impermeabilității implicînd un raport apă: ciment mic, pentru hidrobetoane nu este indicat betonul turnat sau pompat, ci numai cel vibrat. Cu pervibratoare active se poate realiza impermeabilizarea betonului din nucleul barajului la un dozaj de 180 kg/m^3 și adaos de microspumanți; la betonul exterior este nevoie de un dozaj minim de 250 kg/m^3, cu adaos de plastifianți.

Este necesar ca cercetarea preliminară a proprietăților hidrobetoanelor să se facă pe corpuri de probă cît mai mari. Procedeul de a separa prin cernere agregatul mare spre a lucra cu corpuri de probă mici, deformează rezultatul încercărilor.

Prof. V. V. Stolnikov - Leningrad: *Probleme actuale privind betonul.* Pentru betoanele masive trebuie să se realizeze: economie de ciment, compactitate și durabilitate (rezistență chimică). Este decisivă compactitatea, nu greutatea specifică, felul porilor și nu porozitatea totală, pentru a reduce la minim filtrarea apei prin beton, fiindcă prin acțiunea sa dizolvantă betonul este distrus. Pasta de ciment trebuie studiată și din punctul de vedere al sedimentării asupra proprietăților sale tehnice. Influența adaosurilor tensioactive trebuie urmărită direct la punerea în lucrare și nu numai prin determinarea consistenței. Plastifiantul SSB n-a dat rezultate bune totdeauna și din toate punctele de vedere. Raportul apă/ciment nu trebuie să se fixeze în funcție de rezistență, ci în funcție de gradul de impermeabilitate ce trebuie realizat. Se va obține astfel o rezistență mai mare decît cea necesară, dar în acest mod se asigură autocompactizarea, care pentru betoanele hidrotehnice este mai importantă decît rezistența mecanică.

Prof. S. V. Sestopiorov - Moscova: *Noutăți privind betonul durabil.* Betonistul trebuie să colaboreze cu fabricantul de ciment spre a obține cimenturi speciale pentru anumite lucrări. Cimentul să nu se fabrice pe șantier, ci cel mult să se macine pe șantier. Pentru un șantier să nu se prescrie mai mult de două feluri de ciment și mai mult de trei fracțiuni de agregate, dar de calitate uniformă. Concasoarele au încă lipsuri mari, fiindcă nu dau totdeauna materialul cel mai bun pentru hidrobetoane. Adaosul de plastifianți trebuie făcut cu mare atenție. Intr-un caz, un adaos nepotrivit de SSB a lăsat betonul neîntărit timp de 400 zile.

Intre diferitele tipuri de beton din zonele A, B și C ale unui baraj nu există conlucrare; fiecare din aceste părți ale barajului trebuie să lucreze separat. Trebuie să se tindă de a avea blocuri de beton cît mai mari, iar în cazul betoanelor armate, să se întrebuințeze armătură sudată.

Prof. M. Ros - Zürich: *Noutăți privind hidrobetonul și construirea barajelor.* In barajele mari nu se poate folosi un ciment nou, care în prealabil nu a fost experimentat în alte lucrări. Cimentul cu termicitate redusă nu are rezistența necesară spre a prelua eforturile, care în baraje ajung și depășesc 150 kg/cm². De asemenea, la betonările masive trebuie să se folosească adaosuri tensioactive, care antrenează aer în beton și fac pasta de ciment poroasă, deci îi reduc rezistența; ori, cu un ciment de termicitate joasă nu se poate realiza în aceste condiții o pastă întărită poros, care să poată prelua eforturile mari din barajele înalte.

In Elveția, s-au stabilit următoarele norme pentru cimentul de baraje: a) clincher unic P cu max 50% C_3S, max 8% C_3A și min 30% C_2S; b) pe șantier să se amestece și să se macine împreună cu 30% zgură pentru betonul exterior și 50% zgură pentru nucleu; c) zgura să fie bazică și de bună calitate.

In privința fineței de măcinare, cele mai bune rezultate se obțin la o suprafață specifică de cel puțin 4 500 cm²/g pentru zgură și 2 500 cm²/g pentru clincher (determinate după metoda Blaine). Intrebuințarea adaosurilor tensioactive este obligatorie, dar trebuie făcută pe șantier, de inginerul betonist.

Betonul nu este un material absolut impermeabil, dar permeabilitatea sa poate fi redusă la un minim. Proprietățile betonului și dozajele nu se pot lua de-a gata din altă țară, fiindcă fiecare țară are materialele, mașinile și clima sa proprie. De asemenea, calculul masivelor de beton nu se poate face nici după teoria elasticității și nici după teoria plasticității, pentru că mai intervin variațiile de temperatură, cutremurile, coeficientul uman și alți factori încă necunoscuți. Studiile de laborator sînt absolut necesare, dar primează experiența practică. Căldura de hidratare trebuie determinată pe blocuri de beton pe metru cub, prin metoda adiabatică. Granulozitatea discontinuă nu se folosește, fiindcă nu este economică. Limita superioară a granulei de agregat trebuie fixată la 120 mm.

Omogenitatea betonului în lucrare are o deosebită importanță pentru înlăturarea tendinței de fisurare. La cercetarea unei lucrări cu o fisură importantă s-a găsit că, în zona fisurii, betonul avea o greutate specifică aparentă de 2 300 kg/m³, pe cînd în zona sănătoasă, greutatea specifică aparentă era de 2 500 kg/m³. S-a mai constatat experimental că în blocuri mari de beton, pe timp de îngheț, temperatura din interiorul blocului nu scade sub 0°C, începînd de la distanța de 2 m de la suprafața blocului.

Ceilalți referenți au făcut observații asemănătoare și au adîncit aceste observații cu noi date tehnice și concluzii din practica betonării barajelor. Cîteva observații diferite au făcut următorii referenți:

Ing. A. Kraus a vorbit despre folosirea plăcilor de beton prefabricat pentru parametrul barajelor și al prefabricatelor pentru uzină, care vor avea o greutate pînă la 10 t. Pentru acestea este nevoie de mecanizarea armării, fiindcă cere foarte multă mînă de lucru, precum și mașini puternice pentru montaj. Ținînd seamă de spațiul redus de care dispun șantierele barajelor în regiunile accidentate, mecanizarea trebuie să fie simplă și să nu se folosească prea multe fracțiuni de agregate. Ar trebui să se găsească o metodă pentru a urmări deformările betonului chiar din momentul punerii în lucrare.

Dr. ing. L. Mejzlik a accentuat faptul că dispozitivele de măsurat eforturile din masa betonului nu dau valori absolute, ci numai informative, deoarece variaţiile de temperatură influenţează foarte mult rezultatele, producînd abateri pînă la 100% faţă de valorile reale. Rezultate sigure dau numai măsurările de temperatură.

Ing. L. Zaruba a propus ca pentru piesele de beton vibrate în cofraje să se folosească cofraje din plase metalice, pentru că nu intră în vibraţie şi nu modifică suprafaţa betonului. De asemenea, a insistat asupra neajunsului prezentat de introducerea bolovanilor prea mari în masa betonului: în jurul lor se produc eforturi importante, care duc pînă la fisurare.

Completările şi obiecţiile la unele din propunerile de mai sus, pe care le-am adus în comunicarea mea, le voi arăta într-o notă separată.

Institutul de mecanică teoretică şi aplicată al Academiei Cehoslovace de Ştiinţe îşi propune să ţină o nouă conferinţă internaţională de hidrobeton în anul 1957, înainte de a începe betonarea marelui baraj de la Orlik.

Invitaţii din R.P.R. îşi fac o plăcută datorie de a mulţumi şi pe această cale Academiei Cehoslovace de Ştiinţe şi conducătorilor Institutului de mecanică teoretică şi aplicată pentru prieteneasca primire ce li s-a făcut, pentru felul deschis în care s-au făcut comunicările şi discuţiile, precum şi pentru frumosul şi interesantul program de vizite, organizat după conferinţă. De asemenea, mulţumesc Ministerului Invăţămîntului, care le-a înlesnit participarea la această conferinţă în condiţii foarte bune.

Prof. dr. ing. **A. Steopoe**

Unele probleme privitoare la adaosurile şi agregatele pentru hidrobetoane *)

Prof. dr. Ing. **A. Steopoe**

In prezenta comunicare se fac cîteva observaţii asupra propunerilor exprimate de antevorbitori şi se comunică unele date din proprie experienţă.

Pentru accelerarea întăririi betoanelor necesare prefabricatelor folosite în lucrările hidrotehnice, precum şi pentru a îmbunătăţi plasticitatea betoanelor, s-a propus şi folosirea clorurii de calciu. Sînt de părere să nu se recurgă la cloruri pentru accelerarea întăririi; nu numai că prezenţa lor reduce rezistenţele finale ale betonului şi măreşte contracţia la uscare, dar clorurile mai pot provoca şi alte fenomene neplăcute. Astfel, la betonarea unei pile pentru un mare pod, care s-a executat în timp de iarnă, s-au constatat în primăvară fenomene de expansiune. Partea internă a betonului era încă moale, dar se întărea imediat ce era expusă la aer. Am luat în studiu acest caz şi am constatat următoarele: [1] partea solubilă în acizi a betonului (deci liantul) conţinea circa 2% clor, ceea ce însemna că s-a adăugat aproximativ 4% cloruri (raportat la ciment); cercetînd mai departe acţiunea clorurilor asupra volumului de sediment al suspensiei de ciment în apă, după metoda Giertz-Hedstrom [2], am putut constata că prezenţa clorurilor măreşte volumul de sediment şi prin faptul că accelerează hidroliza şi hidratarea clincherului şi, în felul acesta, volumul de geluri nou formate creşte. Această acţiune este cu atît mai puternică, cu cît temperatura este mai joasă (fără însă a deveni negativă). O mărire exagerată a volumului de geluri tulbură mersul normal al întăririi, fiindcă acestea nu se mai pot rigidiza prin sugerea interioară, şi prin puterea lor adsorbtivă au tendinţa de a lega noi cantităţi de apă din mediul înconjurător. De aici apare tendinţa lor de a se umfla la dezgheţ, dînd fenomene de expansiune, dar şi aceea de a se întări în aer liber, din cauza deshidratării prin evaporare. In loc de cloruri se pot folosi alte mijloace pentru a grăbi întărirea iniţială a betonului, aşa cum sînt: alegerea unei anumite compoziţii mineralogice a clincherului, aburirea sau autoclavizarea.

A doua observaţie pe care o fac se referă la tras. De la început trebuie să accentuez că trasul nu este un produs unitar, cu proprietăţi fizice şi chimice constante; nu există tras, ci trasuri cu proprietăţi foarte variate. Astfel, în cele mai multe cărţi de specialitate se găseşte afirmaţia că adaosul de tras la ciment îi prelungeşte timpul de priză şi de întărire. Cercetînd acţiunea trasurilor din R.P.R., am ajuns la concluzii cu totul diferite, şi anume [3]:

a) trasurile din R.P.R. se caracterizează printr-o activitate chimică deosebit de ridicată, întrecînd din acest punct de vedere multe trasuri străine;

b) adăugate la ciment, ele pot provoca accelerarea prizei, iar la unele cimenturi se produce chiar priză rapidă. Această acţiune nu de-

---

*) Comunicare prezentată la *Conferinţa Internaţională de Hidrobeton*, Praga, 22—25.XI.1955.

pinde numai de natura trasului, ci şi de compoziţia chimică a cimentului: cu cît cimentul este mai sărac în oxid de calciu, cu atît accelerarea prizei este mai accentuată.

Inafară de aceste acţiuni exercitate asupra prizei, adaosul de tras măreşte contracţia la uscare şi, în acelaşi timp, reduce rezistenţele mecanice şi. mai ales, rezistenţa la tracţiune [4]. Mărirea contracţiei la uscare concomitent cu reducerea rezistenţei la tracţiune aduce, după sine, fisurarea betonului, deci tocmai fenomenul care trebuie evitat la lucrările hidrotehnice. Un exemplu de influenţa înlocuirii parţiale a cimentului cu 25 şi 50% tras de Slănic asupra rezistenţei la tracţiune din încovoiere a unor betoane cu dozajul 280 kg liant/m^3 şi consistenţă slab plastică este arătat în fig. 1, pentru păstrarea epruvetelor în apă, şi în fig. 2, pentru păstrarea epruvetelor în aer (după o întărire iniţială de 7 zile in mediu umed).

Deoarece trasurile sînt materiale foarte variabile, întrebuinţarea lor eventuală la lucrările hidrotehnice nu se poate face fără cercetări prealabile de lungă durată.

In ceea ce priveşte întrebuinţarea tufurilor vulcanice ca agregate pentru betoane (propunerea prof. P. P. Tulukidje), nu pot fi de acord cu această propunere, deoarece asemenea tufuri conţin bioxid de siliciu activ. Agregatul pentru betoane trebuie să fie inactiv din punct de vedere chimic, şi stabil, din punct de vedere fizic. Mai ales în cazul lucrărilor hidrotehnice, dacă agregatul conţine componenţi activi, iar cimentul are oxizi alcalini în cantitate mai mare decît 0,6% se pot produce reacţii în stare solidă, urmate de formarea unor geluri de hidrosilicaţi cu mare putere de umflare în prezenţa apei, ceea ce va produce expansiuni în masa betonului. Reacţia merge încet şi fenomenul apare abia după 6—10 ani, aşa după cum s-a constatat la unele baraje americane [5].

In ceea ce priveşte contracţia la uscare a betoanelor, ea nu se poate îmbunătăţi numai prin felul cimentului, ci şi prin compoziţia betonului. Printr-o justă alegere a curbei de granulozitate, contracţia la uscare se poate reduce atît de mult, încît să se ajungă ca betoanele cu dozaj ridicat (380—400 kg ciment/m^3) să se contracte mai puţin decît betoanele obişnuite cu 300 kg ciment/m^3, aşa cum am găsit eu la cercetarea unor betoane rutiere [6]. Pentru a reuşi în această reducere a contracţiei, se pun pentru agregate următoarele condiţii:

a) conţinutul în nisip să fie redus la minimul posibil;

b) materialul mare să fie format din piatră concasată;

c) consistenţa să fie slab plastică;

d) punerea în operă, prin vibrare.

Afirmaţia de mai sus, conform căreia compoziţia betonului este mai importantă decît felul cimentului în determinarea contracţiei la uscare, se mai bazează şi pe următorul fapt: în amestecul de beton, liantul nu mai este format numai din cimentul introdus, ci s-a format un nou liant compus din cimentul introdus şi din partea fină a agregatelor (mai mică decît 0,2 mm). Aceasta este o propunere mai veche făcută de I. Lyse [7], pe care am verificat-o de multe ori şi cu care sînt total de acord. Aceste părţi fine acţionează diferit asupra liantului, în funcţie de activitatea lor fizică şi chimică, deoarece există pulberi active şi pulberi inactive, nu numai din punct de vedere chimic propriu-zis, ci şi prin felul structurii suprafeţei lor. Voi da numai un singur exemplu în sprijinul acestei afirmaţii. Prof. R. Grün, spre a putea studia priza cimentului în prezenţa unui raport apă/ciment mare, fără ca pasta să sedimenteze, a propus ca cimentul să fie diluat cu făină de nisip obişnuit [8]. Folosind şi eu această metodă şi lucrînd cu nisip normal fin măcinat, am constatat că acest fel de adaos, aşa zis inactiv, nu a prelungit durata de priză a cimentului, ci a scurtat-o [9]. De aceea cred că este foarte bună propunerea ce s-a făcut ca fracţiunea din agregat de aceeaşi fineţe ca şi cimentul să fie pe cît posibil îndepărtată. Operaţia este însă destul de greu de executat şi neeconomică. Probabil că se va realiza mai uşor prin exploatarea carierelor de nisip cu ajutorul hidromecanizării, cînd părţile fine vor putea fi antrenate din amestec, la o anumită viteză a curentului de apă.

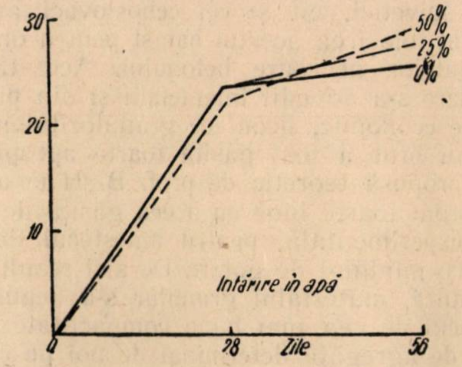


Fig. 1.

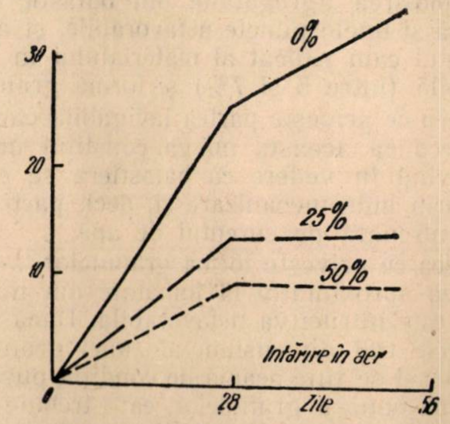


Fig. 2.

Şi acum cîteva cuvinte despre marele nostru baraj de greutate, ce se construieşte la Bicaz, La locul execuţiei, valea este destul de îngustă, dar în regiunea unde va fi viitorul lac, în imediata apropiere a barajului, se găseşte o întinsă poiană cu un strat gros de balast. Atît consilierii soivetici, cît şi cei cehoslovaci au recomandat folosirea acestui balast pentru obţinerea agregatelor necesare betonului. Această recomandare s-a dovedit întemeiată şi din punct de vedere economic, deoarece granulozitatea materialului brut a fost găsită foarte apropiată de acea propusă teoretic de prof. B. Hacar şi a concordat foarte bine cu aceea găsită de noi pe cale experimentală, pentru amestecul de agregate cu minimul de goluri. De aici rezultă că şi în natură, materialul granular s-a depus în amestecul de cea mai bună compactitate. Amestecul de agregate determinat de noi pe cale experimentală a avut în stare îndesată prin vibrare o greutate specifică în grămadă de 2 140 kg/m^3 şi un volum de goluri de 15%. Acesta este un caz deosebit de favorabil de folosire a unui material local, a cărui întrebuinţare ne scuteşte de multă muncă şi cheltuială.

La folosirea agregatului din balastieră s-au ivit însă şi unele puncte nefavorabile, şi anume: conţinutul cam ridicat al materialului în partea lavigabilă (între 5 şi 7%) şi forma granulelor.

În ceea ce priveşte partea lavigabilă cam ridicată, cred că aceasta nu va constitui un neajuns, avînd în vedere că balastiera se exploatează prin hidromecanizare şi, deci, partea fină va fi antrenată de curentul de apă.

În ceea ce priveşte forma granulelor, s-a constatat că aproximativ la jumătate din numărul lor, ea este întrucîtva nefavorabilă. Dacă se notează cele trei dimensiuni ale unei granule cu $a > b > c$ şi se ţine seamă de condiţia pusă pentru forma bună a granulelor, care trebuie să fie astfel, încît rapoartele a/b şi a/c să nu depăşească 1,66, respectiv 3,33, atunci la cercetarea materialului din balastieră se constată valori, care depăşesc cu 11—12% limita maximă arătată mai sus. Pentru diferitele fracţiuni cercetate, valorile medii ale rapoartelor au fost cuprinse în următoarele limite :

$$a/b = 1{,}66 \ldots 1{,}87\,; \quad a/c = 3{,}33 \ldots 3{,}70.$$

Această situaţie ne-a determinat să facem cîteva cercetări asupra fracţiunii mai mari ca 20 mm. În acest scop s-au ales manual granulele rotunjite şi granulele plate sau aşchioase şi cu fiecare fel de granule de mărimea 20—40 mm s-a făcut cîte un amestec de beton cu nisip de carieră şi 300 kg ciment P la 1 m^3. Amestecurilor li s-a dat aceeaşi consistenţă plastică (răspîndirea = 48 cm) şi s-au confecţionat cuburi de 20 cm latură, asupra cărora, după o întărire de 1 + 6 + 21 zile, s-a determinat rezistenţa la compresiune şi permeabilitatea, atît în direcţia în care s-a făcut îndesarea în tipare, cît şi perpendicular pe această direcţie.

Betonul cu pietriş de formă defectuoasă a cerut ceva mai multă apă de amestecare şi s-a îndesat mai greu în tipare. Greutatea sa specifică aparentă a suferit o uşoară reducere. Permeabilitatea la o presiune de apă de nouă atmosfere a fost aceeaşi în ambele direcţii, apa pătrunzînd pe o adîncime de 9—10,6 cm, însă rezistenţa la compresiune a fost cu 20% mai mică la încercarea făcută în direcţia îndesării în tipare, în raport cu direcţia normală de încercare. La betonul cu granule rotunjite, structura în spărtură a fost normală, pe cînd la acela cu granule defectuoase, structura era stratificată. Acesta a fost un caz extrem, care totuşi s-ar putea produce la o vibrare mai lungă. Neajunsul poate însă fi şi mai mare, pentru că la un raport apă/ciment ceva mai ridicat şi la un liant cu o tendinţă mai pronunţată de a separa apa de amestecare, se pot forma pungi de apă pe faţa inferioară a granulelor plate, care, în urma vibrării, s-au aşezat orizontal. Cînd această apă va fi absorbită de cimentul în curs de hidratare, sau cînd îşi va face drum spre exterior, sub aceste granule late vor rămîne goluri, care vatămă atît rezistenţele mecanice, cît şi impermeabilitatea. Pentru a înlătura acest neajuns este absolut necesar să se întrebuinţeze agenţi plastifianţi, pentru a reduce cît mai mult durata de vibrare şi a împiedica astfel stratificarea betonului.

Din acelaşi motiv sînt contra introducerii în masa betonului a blocurilor mari de piatră. Nu numai că în jurul lor se nasc eforturi interioare care pot duce la fisurări, după cum a arătat în referatul său Ing. L. Zaruba, dar pe faţa lor inferioară se vor putea uşor forma pungi mari de apă, care vor produce neajunsurile de mai sus în măsură şi mai pronunţată.

Dintre adaosurile care măresc lucrabilitatea betonului, eu am încredere în lignosulfonatul de calciu, dacă este întrebuinţat raţional. Chimiştii ştiu că lignina şi derivaţii săi sînt foarte rezistenţi la acţiunea destructivă a microorganismelor, aşa încît adaosul are o tendinţă foarte slabă de putrezire, iar pe de altă parte, este şi un produs ieftin.

Pentru a încheia, mai fac o ultimă observaţie: pentru lucrările masive, aşa cum sînt barajele de greutate, nu se pot stabili reguli generale privind agregatele şi adaosurile, ci totul trebuie adaptat cît mai bine condiţiilor locale, spre a folosi cît mai economic materialul existent. Pentru aceasta este totdeauna nevoie de lungi cercetări experimentale prealabile asupra materialului local, executate atît la scara de laborator, cît şi în condiţii cît mai apropiate de practică. Deoarece la aceste cercetări se pot obţine multe rezultate noi şi caracteristice unui anumit material, consider că asemenea conferinţe internaţionale sînt absolut necesare, spre a cunoaşte experienţa noastră, a lucra economic şi a economisi lucrări inutile.

Bbiliografie

[1] *Steopoe A.*: Zement, 1933, nr. 48.
[2] *Giertz-Hedström*: C. 1935, II.3280.
[3] *Steopoe A.*: Tonind.-Ztg. 1928, nr. 80; 1930, nr. 15; 1931, nr. 30.
[4] *Steopoe A.*: Revista A.S.I.T. Construcţii, 1952, nr. 7.
[5] * * * : Referat: Zement-Kalk-Gips, 1948, pag. 77.
[6] *Steopoe A.*: Bull. de l'Ecole Polytechnique de Bucarest, 1945, pag. 62.
[7] *Lyse I.*: Am. Soc. Test. Mat. 35, II.383 (1935) Ref. Zement 1936, pag. 707.
[8] *Grün R.*: Zement, 1939, pag. 591.
[9] *Steopoe A.*: Zement, 1941, pag. 687.
[10] *Steopoe A.* şi *Teodoru H.*: Bull. de Chimie pure et appl. 1933, nr. 1—6.

Consfătuirea Academiei de Ştiinţe a Uniunii Sovietice în problema modelării cursurilor de apă

Ing. **M. Lateş**

In vara anului 1954, secţia de prelucrare ştiinţifică a problemelor gospodăririi apelor din Academia de Ştiinţe a Uniunii Sovietice a organizat o consfătuire lărgită asupra modelării cursurilor de apă, pe modele cu patul apei erodabil.

Consfătuirea şi-a desfăşurat lucrările sub preşedinţia doctorului în ştiinţe tehnice, prof. E. V. Blizniak, care este şi preşedinte al Comisiei de coordonare pentru studiul proceselor din albiile cursurilor de apă.

Această comisie coordonează lucrările unui şir de institute, care tratează tema *„Prelucrarea metodicii de calcul al proceselor din albie, provocate pe cursurile de apă prin modificări artificiale ale regimului lor"*.

Comisia are sarcina consfătuirii şi punerii în concordanţă a rezultatelor lucrărilor diferitelor organizaţii din U.R.S.S. în domeniul modelării proceselor din albie.

Deoarece considerăm că datele respective sînt de un interes remarcabil pentru mulţi dintre cititori, prezentăm pe scurt în rîndurile de faţă lucrările consfătuirii. La ele au luat parte 72 de delegaţi din 22 de instituţii şi s-au ţinut un număr de 10 referate.

1. In referatul *„Modelarea proceselor din albie pe modele erodabile"*, doctorul în ştiinţe tehnice I. I. Levi (Institutul VNIIG-Vedenov) a examinat problemele modelării proceselor de erodare şi aluvionare a albiilor — imediat în avalul construcţiilor (erodări locale) şi la o distanţă destul de mare de ele. El a prezentat criterii de apreciere a regimului de curgere care determină caracterul proceselor de formare a albiei şi criterii de erodabilitate.

Indicînd cele două căi de modelare aproximativă a proceselor din albie prin utilizarea pe model a unui material granular cu greutate specifică mai mică decît cea din natură sau prin alegerea scării vitezelor în raport cu materialul de pe model, I. I. Levi a subliniat că pentru problemele erodărilor locale consideră posibilă numai prima cale, iar pentru cea de-a doua problemă (deformaţia albiei departe de construcţie), ambele metode. Autorul referatului a expus şi regulile de bază ale modelării proceselor din albie cu patul compus din particule fine. El a indicat modul alegerii scării pentru mărimea particulelor, viteze, debitul lichid, debitul solid şi timpul de formaţie a scării verticale.

2. Membrul corespondent al Academiei de Ştiinţe a R.S.S. Armene I. V. Eghiazarov (Institutul Hidroenergetic al Academiei de Ştiinţe a R.S.S. Armene) a ţinut referatul *„Problemele modelării proceselor din albii"*, în care s-a referit la ecuaţia criterială obţinută de el în 1949, pentru un curent de aluviuni tîrîte, în ipoteza curgerii turbulente pătratice în jurul particulelor aluvionare. Raportorul a dedus de aici două criterii de similitudine pe baze adimensionale.

Curentul debitului solid:

$$\frac{\alpha_{g''}}{\alpha_{\gamma} \cdot \alpha_{q'} \cdot \alpha_{i}^{1/2}} = 1.$$

Criteriul antrenării aluviunilor:

$$\frac{\alpha_{\gamma} \cdot \alpha_{i} \cdot \alpha_{R}}{\alpha_{\gamma_N - \gamma} \cdot \alpha_{f} \cdot \alpha_{d}} = 1,$$

în care:

g'' este debitul solid în greutate sub apă, pe unitatea de lăţime de curent;
q' — debitul lichid pe unitatea de lăţime a curentului;
f — coeficientul de frecare;
d — diametrul aluviunilor;
γ_N — greutatea specifică a aluviunilor tîrîte.

In cazul numerelor Re (raportate la d) mari, rezultă şi $\alpha_f = 1$ şi, deoarece obişnuit $\alpha_\gamma = 1$, admiţînd $\alpha_i = 1$, $\alpha_{\gamma_N - \gamma} = 1$, cele două criterii duc la relaţii simplificate:

$$\frac{\alpha_{g}''}{\alpha_{q}} = 1, \qquad \frac{\alpha_{R}}{\alpha_{d}} = 1.$$

La modelele fără deformare geometrică $\alpha_R = \alpha_x$, scara perimetrului udat, şi deci $\alpha_d = \alpha_x$, adică aluviunile trebuie să fie modelate la scară geometrică, iar debitul solid trebuie determinat la scara debitului lichid.

La modelele cu deformare geometrică $\alpha_i \neq 1$, rezultă:

$$\frac{\alpha_{g''}}{\alpha_{q'} \cdot \alpha_i^{1/2}} = 1, \quad \frac{\alpha_l \; \alpha_R}{\alpha_d} = 1.$$

Pentru aluviuni mai uşoare decît în natură, $\alpha_{\gamma_N - \gamma} \neq 1$, dar în cazul unor numere *Re* mari, $\alpha_f = 1$, şi rezultă:

$$\frac{\alpha_{g''}}{\alpha_q} = 1, \quad \frac{\alpha_R}{\alpha_{\gamma_N - \gamma} \cdot \alpha_d} = 1.$$

Dacă se deformează forma particulelor aluvionare, criteriile devin:

$$\frac{\alpha_{g''}}{\alpha_{q'}} = 1, \quad \frac{\alpha_R}{\alpha_f \cdot \alpha_d} = 1.$$

Modelarea cu deformarea adîncimilor modelului, cu $\alpha_x \neq \alpha_R \neq \alpha_h$, conduce la:

$$\frac{\alpha_{g''}}{\alpha_{q'}} = 1, \quad \frac{\alpha_i \cdot \alpha_R}{\alpha_d} = 1.$$

In cazul modelării cu deformarea în lung a modelului. caracterizată prin $\alpha_x \neq \alpha_h$ şi $\alpha_h \neq \alpha_b$, rezultă:

$$\frac{\alpha_{r''}}{\alpha_{q'} \cdot \alpha_i^{1/2}} = 1, \quad \frac{\alpha_l \; \alpha_h}{\alpha_d} = 1 = \frac{\alpha_R}{\alpha_d}.$$

Cînd curgerea în jurul particulelor aluvionare nu este pătratică (particulele mărunte), nu se poate stabili o ecuaţie criterială şi Eghiazarov recomandă utilizarea unor relaţii, bazate pe teoria semiempirică a curgerii turbulente, presupunînd că s-ar modela un curent turbulent.

Autorul arată că în acest caz este necesară o deformare a mărimii aluviunilor de pe model, faţă de ceea ce rezultă din starea geometrică. Coeficientul de deformare este :

$$\beta = \frac{\lambda_{R\,model}}{\lambda_{R\,natur\breve{a}}},$$

în care λ_R sînt coeficienţii de rezistenţă ai albiei pe model şi în natură,

iar $$\alpha_d = \frac{\alpha_x}{\beta},$$

relaţia $\frac{\alpha_{g''}}{\alpha_{q'}} = 1$ rămînînd valabilă.

Criteriul antrenării aluviunilor devine în acest caz:

$$\frac{\alpha_\gamma \cdot \alpha_l \cdot \alpha_R}{\alpha_{\gamma_N - \gamma} \cdot \alpha_f \cdot \beta \cdot \alpha_d} = 1.$$

Ecuaţia criterială $\varphi\left(\frac{p''}{i^{1/2}}, \frac{S}{S_0}\right) = 0$ este valabilă pentru regimul turbulent pătratic, în care:

$$\frac{p''}{i^{1/2}} = \frac{g''}{\gamma \cdot q' \cdot i^{1/2}} \quad \text{şi} \quad \frac{S}{S_0} = \frac{\gamma}{\gamma_N - \gamma} \cdot \frac{i}{f} \cdot \frac{R}{d}$$

devine în cazul regimului turbulent nepătratic:

$$\varphi\left(\frac{g''}{\gamma \cdot q' \cdot i^{1/2}}, \frac{\gamma}{\gamma_N - \gamma} \cdot \frac{i}{f} \cdot \frac{R}{\beta_d}\right) = 0.$$

Eghiazarov subliniază că expresiile deduse ale relaţiilor dintre coeficienţii scărilor pot fi folosite în cazurile biefurilor aval nebarate şi al albiilor pentru care ne putem mulţumi cu modelarea aluviunilor tîrîte. Eghiazarov nu consideră posibilă modelarea proceselor din albie, care pot conduce la o schimbare substanţială a albiei, din pricina depunerii aluviunilor în suspensie, fiindcă ele nu se supun modelării pe modele spaţiale obişnuite.

3. Doctorul în ştiinţe tehnice S. T. Altunin (Institutul de construcţii al Academiei de Ştiinţe a Republicii Socialiste Sovietice Uzbece) a prezentat un referat pe tema *„Modelarea albiilor erodabile a construcţiilor de priză şi a celor de corecţie"*, în care a expus metodica de modelare folosită în Institutul unde el lucrează la studiul proceselor din albie şi al exploatării acestor construcţii hidrotehnice.

Pentru obţinerea similitudinii şi albia erodabilă din natură este necesară, în ultimă instanţă, existenţa a trei condiţii :

1. Egalitatea numerelor Fronde pe model şi în natură (pentru a obţine similitudinea dinamică).

2. Similitudinea formei albiei în secţiune transversală şi în plan, caracterizată prin egalitatea raporturilor dintre lăţimea şi adîncimea medie. Prelucrarea datelor de teren, efectuate de către S. T. Altunin şi I. Orlov, a condus la relaţia: $B^m = K.H$, B şi H fiind lăţimea şi adîncimea medie a oglinzii apei unui sector stabil cu albie aluvionară, corespunzătoare debitului „de formare" (asigurarea 10%). Coeficientul m este cuprins între 1,0 — 0,5, iar $K \simeq 8 \ldots 12$, aşa încît în medie se poate lua $B^m = 10\ H$, iar pentru un model similar cu natura, $\alpha_b^m = \alpha_h$ şi $\log \alpha_h = m \log \alpha_b$.

Cînd se cunosc K, B şi H, $m = \frac{\log H + \log K}{\log B}$.

În acest caz, după S. P. Altunin, condiţia (2) revine la:

$$\alpha_b = \sqrt[m]{\alpha_h} = \alpha_l.$$

Pentru rîurile de munte $m = 1$, iar pentru cele de şes $m = 0{,}5$. Rezultă că primele se pot modela fără deformare geometrică, iar ultimele, numai cu deformare geometrică.

3. Similitudinea încărcării curentului cu aluviuni tîrîte şi în suspensie.

Pentru menţinerea similitudinii proceselor din albie este necesară modelarea duratei trecerii viiturilor şi a storului de aluviuni corespunzător lor; modelarea dimensiunilor construcţiilor din albie şi a albiei propriu zise trebuie făcută după una şi aceeaşi formulă:

a) pentru sectoarele de munte ale cursurilor de apă şi ale canalelor — pe baza legii similitudinii geometrice;

b) pentru cele de deal şi şes — cu deformarea scării verticale (în conformitate cu relaţia amintită dintre scara lăţimilor şi cea a adîncimilor).

Experienţele efectuate folosind metodica descrisă de modelare au dat o concordanţă satisfăcătoare cu natura, atît în privinţa formării albiei, cît şi a curgerii curentului în condiţii naturale şi în condiţii hidrotehnice.

4. M. S. Vizgo, membru corespondent al Academiei de Ştiinţe a Republicii Socialiste Sovietice Uzbece, a ţinut referatul pe tema *„Cîteva rezultate ale cercetării proceselor din albie pe modele erodabile şi ale structurii curentului turbulent, legate de prelucrarea metodicii de calcul al proceselor din albie, provocate pe cursurile de apă, de modificarea artificială a regimului lor"*.

Făcînd o caracterizare a particularităţilor proceselor de transformare a albiei cursurilor de apă din Asia Centrală, în condiţiile existenţei unor baraje cu lac de acumulare pe medie şi mare cădere, raportul a arătat că lipsa completă de date asupra stocului aluviunilor tîrîte, mai ales pentru rîurile de şes ale Asiei Centrale, îngreuiază calculul timpilor de înnămolire a bazinelor de acumulare, modelarea şi, îndeosebi, verificarea rezultatelor modelării, cu folosirea — obligate pe model — a nisipului (zgură etc.). De aici rezultă necesitatea unor ample cercetări în natură asupra întregului ciclu de procese din albie, în diferite condiţii.

M. S. Vizgo a subliniat că în ultima vreme s-au realizat însemnate succese în domeniul stabilirii unei serii de relaţii pentru starea de regim a unei albii ce transportă aluviuni şi pentru structura curentului, deşi rezultatele obţinute nu sînt încă destul de concordante.

5. Candidatul în ştiinţe tehnice B. A. Fidman (Secţia de prelucrare ştiinţifică a problemelor gospodăriilor apelor din Academia de Ştiinţe a Uniunii Sovietice) a prezentat referatul *„Despre stabilirea experimentală a vitezelor limită de neerodare"*. El şi-a exprimat părerea că cercetările existente nu lămuresc îndeajuns influenţa viscozităţii lichidului, a dimensiunii relative şi a densităţii particulelor asupra mobilităţii lor. Prin metoda teoriei similitudinii, pe baza datelor experimentale, el a obţinut o condiţie de echilibru la limită a particulelor caracteristice de pe fund, în ipoteza mişcării uniforme. Transformînd expresia obţinută pentru cazul regimului pătratic şi utilizînd legea logaritmică a rezistenţelor, el a obţinut o nouă formulă pentru calculul vitezei limită de neerodare, în cazul unui fund nisipos plan în regim uniform de curgere, şi o formulă aproximativă pentru cazul fundului neplan. Coeficienţii numerici ai ambelor formule au însă nevoie de o prelucrare ulterioară.

6. Candidatul în ştiinţe tehnice N. A. Rjaniţin (Institutul ştiinţific central de cercetări pentru economia şi exploatarea transportului pe apă) a ţinut un referat cu tema *„Bazele modelării proceselor din albiile cursurilor de apă naturale, pe modele erodabile"*.

Condiţia fundamentală care determină acceptarea şi justeţea modelării cursurilor de apă naturale pe modele erodabile este obţinerea pe model a unor manifestări similare cu cele din natură ale legilor de bază ale fenomenelor din albie.

Pentru aceasta, pe model trebuie să se asigure concomitent similitudinea cantitativă a pămîntului albiei şi, de asemenea, similitudinea formei albiei, a hidraulicii centrului şi a procesului de interacţiune dintre curent şi pămîntul albiei. Pentru asigurarea similitudinii dinamice este necesar ca pe model şi în natură să existe egalitatea unor indici adimensionali de cinecitate, iar pentru similitudinea proceselor de interacţiune dintre curent şi pămînt se poate admite condiţia egalităţii indicilor de mobilitate a depunerilor de fund (luîndu-se în considerare densitatea pămînturilor).

Din aceste egalităţi se determină relaţiile necesare pentru scara orizontală, verticală a vitezelor, diametrelor şi densităţii particulelor de pămînt.

Relaţiile obţinute pentru scări arată că gradul de deformare a scării verticale nu poate fi arbitrar, ci este condiţionat în primă instanţă de către scara mărimii şi densităţii aluviunilor de pe model.

Indicînd mai departe că în practica modelării din laborator este cel mai avantajos să se ia drept parametri iniţiali mărimea şi densitatea pămîntului de pe model şi scara orizontală a modelului, N. A. Rjaniţin a dat expresiile scărilor diferitelor caracteristici ale curentului şi ale albiei, în funcţie de scara orizontală. Pentru sprijinirea justeţei consideraţiilor teoretice asupra alegerii scărilor de modelare, raportorul a prezentat o tabelă cu compararea scărilor de modelare, obţinute atît teoretic, cît şi prin analiza structurii cursurilor naturale de diferite mărimi.

7. Candidatul în ştiinţe tehnice O. V. Andreev (Institutul central ştiinţific de cercetări pentru construcţii M.P.S.) a arătat în referatul *„Ipotezele de bază ale metodicii modelării proceselor din albiile cursurilor de apă"* că la prelucrarea metodicii este nevoie să se plece de la datele concrete aflate la îndemîna cercetătorului,

iar pentru stabilirea relaţiilor căutate să se reproducă în laborator un proces de albie de acelaşi tip cu cel din sectorul de curs de apă cercetat. Explicînd mecanismul procesului din albie, raportorul a subliniat că esenţa lui este deplasarea simultană a apei şi a pămîntului, deosebită de mişcarea unui curent pur de apă, iar particularităţile sînt determinate prin caracterul mişcării aluviunilor, ceea ce trebuie să se şi reproducă pe model.

Tipul procesului de albie şi caracterul interacţiunii cursului de apă cu construcţiile, sînt determinate în principal de trei factori: variaţia (succesiunea) debitelor de apă, panta şi caracterul pămîntului. De aceea, pe model trebuie să fie asigurată alimentarea cu apă conform hidrografului respectiv, iar alimentarea cu aluviuni, sub o formă corespunzătoare caracteristicilor de depunere şi tranzit ale aluviunilor sectorului de curs de apă modelat.

O. V. Andreev a dat şi o tabelă a parametrilor cantitativi (dimensiunile albiei, respectiv ale canalului, debitele de apă etc.) obţinuţi în decursul experienţelor şi care definesc trei tipuri de cursuri de apă: de şes cu meandre, fără meandre şi de deal (regiunea premuntoasă).

Arătînd că modelarea albiilor presupune obţinerea pe model a însuşi mecanismului procesului din albie (problema determinării mărimii absolute a deformaţiei albiei se află încă în stadiul rezolvării). Raportorul a făcut cunoscut un exemplu de prelucrare a metodicii cercetării pe model a unui complex de construcţii pentru regularizarea unui rîu de tip premuntos, pe un sector unde există un pod.

Transpunerea la natură a caracteristicilor obţinute pe model nu s-a făcut pe baza scărilor, ci pe baza utilizării relaţiilor şi legilor proceselor de albie şi modificărilor formei albiei constatate pe model, sub influenţa construcţiilor.

Acestea au servit la preluarea datelor din natură şi la calculul caracteristicilor căutate pentru natură.

8. Candidatul în ştiinţe tehnice N. P. Zrelov (VODGEO) a examinat în referatul său problemele modelării mişcării aluviunilor în suspensie pe baza măririi hidraulice a particulelor. Raportorul a menţionat că, din cauza insuficientei prelucrări a teoriei, metodele existente de modelare a aluviunilor sînt încă aproximative şi ele utilizează metoda modelării cu ajutorul înlocuirii particulelor de pămînt (cu deformarea dimensiunilor lor şi a greutăţii specifice) prin sfere artificiale indicatori hidrocinematici.

Pe baza metodei dimensionale şi a analizei formulelor empirice, raportorul a obţinut o expresie aproximativă a unei formule generalizate pentru determinarea vitezei de depunere a particulelor în apă liniştită, necesară la modelarea mişcării aluviunilor, pornind de la mărimea hidraulică a particulelor.

Folosind această formulă generalizată şi modelînd întregul proces după Fronde, se poate calcula diametrul sau greutatea specifică a particulei de pe model.

În concluzie, N. P. Zrelov a subliniat că experienţele făcute cu folosirea sferelor — indicatori pentru rezolvarea problemelor depunerii particulelor în apă liniştită şi în apă curgătoare, au indicat posibilitatea utilizării acestor sfere la aprecierea calitativă şi cantitativă a mişcării aluviunilor în suspensie (determinarea zonelor de depunere, a mărimii particulelor ce se depun etc.) şi au permis, de asemenea, să se identifice o serie de factori care influenţează fenomenul depunerii (curenţi cu circulaţie etc.).

9. Ing. A. D. Halturin (Ghidroproekt M.E.S.) a dezbătut în referatul său problemele modelării cantitative a erodării generale a albiei în regiunea construcţiilor hidrotehnice, manifestată pe întreaga lăţime a curentului şi legată de variaţia generală a regimului vitezelor sau a alimentării cu aluviuni a curentului. Spre deosebire de alte referate, în comunicare au fost examinate modele fixe, deformabile numai prin nemodelarea patului fix.

A. D. Halturin a caracterizat pe scurt calea dezvoltării şi a perfecţionării metodei de calcul al erodărilor albiei în zona construcţiilor, prelucrată la Ghidroproekt — de la calculul foarte complicat pînă la cercetarea pe model a fenomenelor, care admite o deformare artificială a reliefului, în funcţie de alegerea adîncimilor de erodare.

La modelarea după criteriile stabilităţii albiei s-au luat în considerare condiţiile de echilibru dinamic dintre curent şi albie pentru două cazuri:

— existenţa unui tranzit de aluviuni pe fund, şi

— micşorarea ori absenţa totală a tranzitului de aluviuni (sau cazul existenţei unor pămînturi puţin erodabile).

În continuare, raportorul a expus procedeele de apreciere a stabilităţii albiei în ambele cazuri, specificînd tehnica efectuării experienţelor, şi a generalizat rezultatele comparării prognozelor de erodare obţinute prin metoda de modelare indicată, cu erodările real observate în regiunea construcţiilor.

10. Candidatul în ştiinţe tehnice S. I. Rîbkin (Secţia de prelucrare ştiinţifică a problemelor gospodăririi apelor a Academiei de Ştiinţe a Uniunii Sovietice) a prezentat un referat despre *„Principiile de bază ale metodicii modelării albiei erodabile"*. Analizînd problemele legilor generale ale formării albiilor, adică problemele ecuaţiilor generale de legătură dintre caracteristicile morfometrice şi cele dinamice ale cursurilor de apă şi problemele principale ale modelării albiilor erodabile, raportorul a subliniat legătura reciprocă dintre ele.

Examinînd în continuare, cîteva ipoteze fundamentale ale studiului cursurilor de apă (lucrările lui V. M. Lohtin, S. I. Rîbkin,

S. T. Altunin, M. A. Velikanov etc.), S. I. Rîbkin a explicat mai amănunţit cercetările sale teoretice din 1952 asupra condiţiilor generale de mişcare a apei în curenţi cu suprafaţă liberă şi albie erodabilă.

S. I. Rîbkin a atras atenţia că, rezolvînd problema indicată, în compunerea complexului de factori ai mişcării, alături de debitul de apă şi de pantă trebuie inclusă şi caracteristica dinamică a mărimii aluviunilor, adică mărimea lor hidraulică şi caracteristica rugozităţii albiei curentului, respectiv înălţimea proeminenţelor acesteia.

În acest sens, S. I. Rîbkin a remarcat avantajele relaţiilor morfometrice asupra cursurilor de apă obţinute de el în 1952, atît pentru punerea în evidenţă a diferitelor caracteristici, cît şi pentru modelarea cursurilor de apă.

Concluzii

În urma dezbaterilor foarte vii la care au luat parte 20 de participanţi, concluziile consfătuirii au fost următoarele:

1. Metoda modelării se poate folosi cu succes la studiul proceselor din albie şi la stabilirea modificărilor din albie, produse prin lucrările hidrotehnice.

2. În perioada de activitate a Comisiei de Coordonare (1952—1954), institutele ştiinţifice de cercetări şi organizaţiile de studii şi proiectări (Academia de Ştiinţe a U.R.S.S., Academiile de Ştiinţe ale R.S.S. Ucraina, R.S.S. Uzbece, R.S.S. Armeană şi R.S.S. Gruzia, G. G. I. Ghidroproekt, VNIIG — Vedeneev, Ghidroenergoproekt, TNIIEVT, SANIIRI, TNIS, MPS, VODGEO) au efectuat importante lucrări în domeniul modelării şi, de asemenea, generalizări preţioase.

3. Prelucrarea metodicii de modelare pe modelele erodabile nu a fost încă de loc încheiată, dar există posibilitatea să se stabilească principiile fundamentale pentru utilizarea ei în cercetările ulterioare, cu scopul dobîndirii uniformităţii în metodica de cercetare şi de comparare a rezultatelor obţinute.

4. La rezolvarea problemelor referitoare la procesele din albie, dar diferite prin caracterul lor, metodica modelării poate de asemenea să fie modificată în mod corespunzător. La modelarea cursurilor de apă trebuie să se acorde o atenţie deosebită particularităţilor fizico-geografice şi hidrologice ale obiectului studiat.

5. La cercetarea în laborator a sectoarelor de munte şi regiune submuntoasă a cursurilor de apă cu aluviuni mari este posibilă şi modelarea mărimii aluviunilor folosind cu succes procedeele de modelare utilizate în perioada prezentă.

6. În domeniul modelării cursurilor de apă cu aluviuni mărunte se pot folosi, în funcţie de problema pusă, de condiţiile locale fizico-geografice, hidrologice etc., ipotezele de bază ale metodicii de modelare expuse în referatele doctorilor în ştiinţe tehnice I. I. Levi şi S. T. Altunin.

În acest scop va trebui, după posibilităţi, să se ţină seamă de indicaţiile suplimentare menţionate în celelalte comunicări şi dezbateri.

7. La cercetarea proceselor din albie pe modele erodabile trebuie să se ţină seama de utilitatea:

a) modelării hidrografului cursului de apă cercetat şi, în special, a viiturilor catastrofale „de formare" a albiei;

b) modelării, cît mai detaliat posibilă şi mai precis, a reliefului suprafeţei apei;

c) luării în considerare a circulaţiei transversale a curentului;

d) utilizării rezultatelor calculelor şi a observării pe sectoare de curs de apă cu regim modificat de pe urma construcţiilor hidrotehnice.

8. Problema alegerii materialului pentru modelarea aluviunilor nu este încă complet rezolvată şi are nevoie de studii ulterioare. Afară de aceasta, au fost menţionate propunerile candidatului în ştiinţe tehnice O. V. Andreev şi ale ing. A. D. Halturin, anexate rezoluţiei consfăturii. Propunerea lui O. V. Andreev se reduce în esenţă la următoarele:

a) deoarece rezolvarea concomitentă pe un model de albie a diferitelor probleme nu este posibilă, atacarea problemei de modelare trebuie să fie diferită, în funcţie de ceea ce se modelează;

b) teoria similitudinii pentru modelarea erodărilor locale poate fi considerată ca pusă la punct; de asemenea, şi aceea pentru o serie de variante de modelare a capacităţii de transport al aluviunilor pentru un curent permanent;

c) pentru modelarea modificărilor din albie, ale căror ecuaţii nu sînt încă cunoscute, este nevoie ca pe model, realizat asemenea tipului de proces din albie, să iasă în evidenţă legile fundamentale care au servit la calculele din natură, legi exprimate prin relaţii bazate pe materialul investigaţiilor de teren;

d) teoria generală a similitudinii proceselor din albie nu a fost încă pusă la punct, din care cauză nu există încă o metodică generală de studiere a diferitelor laturi ale fenomenelor.

Este necesar să se treacă la o reproducere cît mai fidelă pe model a mecanismului real al interacţiunii dintre curentul de apă şi albie.

Propunerea lui A. D. Halturin are la bază ideea că, în practică, se poate aplica absolut satisfăcător metoda evaluării cantitative a adîncimii erodărilor locale pe un model cu albie fixă, deformat artificial, care permite să se ia în considerare geologia albiei.

Documentare

* * *: Uzina hidroelectrică de la Kemano, Electricestvo, nr. 2/1955.

În Canada de vest, pe litoralul Oceanului Pacific, s-a terminat montajul primului grup al uzinei hidroelectrice subterane de mare cădere, Kemano. În situația finală, puterea instalată în această uzină va fi de 1 360 MW. Centrala va fi alimentată de apele rîului Neceauko, aduse prin două galerii sub presiune, de pe versantul estic al lanțului de munți de pe litoral, pe versantul abrupt din vest. În regiunea superioară a rîului se creează un lac de acumulare, cu volumul de 25 miliarde m³. Priza de apă este amplasată în extremitatea vestică a lacului, la o distanță de 235 km de baraj. Sala mașinilor este subterană, pentru a se asigura protecția împotriva alunecărilor de teren, iar dimensiunile săpăturii în stîncă sînt de 346 × 25 × 41 m. Amplasarea subterană a sălii mașinilor a permis să se renunțe la conducte forjate din oțel, foarte costisitoare la căderea de 750 m și să se utilizeze în acest scop galerii blindate.

În faza finală vor fi instalate 16 turbine verticale cu cupe, cu cîte 4 injectoare. Turbinele avînd 327 rot/min vor acționa generatoare de 13,8 kV și 106 MVA, prin mărirea încălzirii înfășurării de la 60 la 80°C. Reactanța tranzitorie longitudinală este de 25—30% iar cea supratranzitorie de 28—21%. Înfășurarea statorului constă din două căi în paralel, fiecare dintre ele avînd întrerupătorul său pneumatic. În faza finală, generatoarele vor fi legate cîte două prin punți de bare, în bloc cu grupa de transformatoare de 3 × 71 MVA, 13,8/13,8/301 kV, cu înfășurările primare divizate. Randamentul transformatoarelor este de 99,47% la 50% din sarcină.

Transformatoarele sînt instalate în nișe de-a lungul pereților sălii mașinilor și sînt legate cu stația de tip exterior printr-un cablu de 300 kV cu ulei sub presiune și cu manta de aluminiu. Mantaua s-a confecționat cu presa de 8 000 t, sub forma unui tub monolit de 120 m lungime.

Instalația de distribuție la 300 kV are un sistem dublu de bare cu schema „europeană" de conexiuni și este echipată cu întreruptoare de 300 kV și 6 000 MVA. Liniile se leagă la bare prin bucle de la separatoare. Dacă rezultatele de exploatare a liniilor după această schemă vor fi bune, se presupune că se va renunța definitiv la instalarea de întreruptoare în circuitul liniilor. În locul transformatoarelor obișnuite de măsură pe linii la stație s-au instalat divizoare de tensiune.

Toată energia uzinei hidroelectrice va fi furnizată fabricii de aluminiu din Kitimat, construită pe litoral, prin linii de 300 kW, lungi de 80 km.

* * *: Valorificarea agricolă a mlaștinii „Vernier", „La Houille Blanche", Grenoble, iulie, 1955).

Prima lucrare de amploare realizată după război, în Franța, pentru transformarea unei regiuni specific de mlaștină, în teren productiv, printr-o serie de măsuri hidrotehnice și agrotehnice interesante și originale, este asanarea mlaștinii „Vernier" din apropierea estuarului Senei.

Mlaștina Vernier este un teritoriu de 2 200 ha, cu cote între + 2,10 și + 2,60, așezate în cea mai mare parte pe un sol turbos, cu o adîncime de 6—8 m și pe o zonă mai redusă pe aluviuni fluviale depuse de un fost meandru al Senei. Mlaștina are izvoare permanente de circa 500 l/s. Regiunea este într-o zonă de climat oceanic, cu ploi de toamnă și iarnă.

Pentru punerea în valoare a regiunii s-au luat următoarele măsuri hidrotehnice: reamenajarea canalului colector care leagă mlaștina de Sena, prin intermediul unei ecluze; introducerea unei vane-stăvilar automată pe canalul colector, pentru menținerea nivelului constant în mlaștină; stabilirea unei cote ridicate a apei în teren (—0,40 vara și —0,80 iarna), pentru păstrarea unei umidități suficiente, care să evite tasări ale turbei și uscarea ei ireversibilă, așa cum s-a întîmplat cu unele terenuri, care, după drenare au devenit sterpe; admisia apei din Sena la flux, în timpul verii, pentru irigarea regiunii mlaștinii; executarea unei rețele noi de rigole de desecare și reamenajare a celei vechi.

În cadrul măsurilor pregătitoare, s-au executat următoarele lucrări: defrișarea terenului, incendierea arbuștilor, depistarea și dezgroparea tulpinilor fosile, nivelări locale.

S-a trecut apoi la măsurile agrotehnice propriu-zise, care au urmărit să îmbunătățească condițiile fizico-chimico-bacteriologice ale solului, prin aerare activă și corectarea proprietăților chimice.

Aratul terenului s-a făcut întîi cu pluguri cu cuțit fix, care nu au corespuns. S-a trecut la folosirea cu succes a plugurilor cu cuțite rotative și la grăpări intense în cruciș. Aciditatea mare a fost neutralizată (4,5—5 pH) printr-un aport de piatră de var sfărîmată de circa 1 t/ha. Solul a fost îmbogățit cu îngrășămînt potasic artificial.

Cu ocazia primei recolte (ovăz, orz, sfeclă, cartofi și furaje) s-au constatat dificultățile enorme care apar datorită condițiilor speciale ale terenului: o creștere neuniformă în timp, recolte medii, dependența prea strînsă de intemperii a lucrărilor agricole, accesul vehiculelor aproape paralizat.

S-a trecut atunci la cultura de ierburi furajere, alegînd sorturi specifice climei regiunii. Rezultatele au fost excelente; parcelele au putut fi cosite o dată sau de două ori și pășcute o dată pînă la patru ori. Fosta mlaștină a fost colonizată cu cirezi de cornute, s-au construit grajduri moderne, locuințe pentru personal, instalații de apă și canalizare.

Mai sînt necesare adaosuri locale de piatră de var și îngrășăminte, trebuind continuate întreținerea rețelei de desecare și a drumurilor. Terenul poate hrăni de pe acum trei capete de cornute/ha și produce 6—7 t fîn uscat/ha, cu perspective de a produce pînă la 15 t/ha.

* * *: Canalul Transhelvetic Ron-Rin, „Wasser und Energiewirtschaft", nr. 3/1955.

Problema realizării unui drum de navigație între Elveția și Franța, care să lege lacul Geneva cu partea navigabilă a rîului Ron, l-a preocupat încă pe Napoleon. Astfel, în această privință, încă în anul 1803 s-a semnat un tratat între Franța și Elveția, în care se stabilea întreprinderea unor lucrări în acest sens. Evenimentele politice au făcut ca această problemă să fie abandonată mai bine de un secol și jumătate, ea fiind reluată abia acum de către cercurile de specialitate și autoritățile elvețiene.

În prezent, în Elveția a fost creat un organ oficial, denumit „Asociația elvețiană pentru navigația între Ron și Rin", care se ocupă de propagarea ideii creării unei asemenea legături navigabile între Elveția și Franța.

În nr. 1/1955 al revistei editate de Asociație, președintele comitetului de anchetă economică, ce se ocupă de această problemă, relevă că viitoarea cale navigabilă va avea un trafic anual de cel puțin 2—2,5 milioane tone, adică echivalent cu 4 000 de trenuri a 60 de vagoane fiecare. Prin realizarea lucrărilor se prevede o economie de ordinul a 14 milioane franci elvețieni anual.

În prima etapă se prevede amenajarea sectorului care cuprinde rîul Aar, datorită căruia producția energiei electrice va crește de la 1,5 la 2,1 miliarde kWh.

Afară de avantajele evidente menționate, realizarea acestor lucrări mai prezintă și o urgentă necesitate, care a devenit evidentă datorită inundațiilor ce au avut loc în cursul anului 1954 și în iarna anului 1955.

* * *: Culegere de nomograme pentru calculul hidraulic al canalelor trapezoidale după formula completă a acad. N. N. Pavlovski, Izd. Akademii Nauk U.R.S.S., Moscova, 1954.

Calculul hidraulic al canalelor se face ținînd seamă de expresia pentru coeficientul lui Chezy dată de acad. N. N. Pavlovski. Formulele obișnuite pentru calcul în acest caz sînt:

$$Q = \frac{1}{n} \, n^{0,5+y} \, \Omega \, i^{0,5};$$

$$v=\frac{1}{n}\, n^{0,5+y}\quad i^{0,5};$$

$$n=\frac{h\ (b+mh)}{b+2h\sqrt{1+m^2}};$$

$$\Omega=h\ (b+mh);$$

$$y=2,5\sqrt{n}-0,13=0,75\sqrt{R}\left(\sqrt{n}-0,10\right),$$

în care $1:m$ este panta taluzurilor canalului, b este lăţimea la baza canalului, iar celelalte mărimi au notaţiile uzuale.

S-au construit nomograme pentru calculul canalelor după aceste formule. Gama parametrilor variabili considerată este: $0 \leqslant m \leqslant 3$; $0,3 \leqslant h \leqslant 4$ m; $0,7 \leqslant b \leqslant 30$ m; $0,011 \leqslant n \leqslant 0,030$. Nomogramele sînt de tip cu transparent şi sînt uşor de utilizat, permiţînd atît rezolvarea problemelor cu elementele secţiunii date sau dimensionarea canalelor cu condiţii hidraulice impuse, prezentînd astfel o importanţă deosebită pentru proiectarea acestor uvraje.

Nomogramele sînt însoţite de o broşură explicativă care uşurează întrebuinţarea lor

*** * *:Lucrările consfătuirii unionale pentru studiul debitului fluvial, al reglării lui şi al regimului lui de iarnă** „A Kad. Nauk S.S.S.R.“, Moscova, 1954.

În articolele care alcătuiesc această culegere se studiază debitul fluvial ca principal obiect al utilizării rîurilor, metodele de reglare a debitului cu efect economic maxim, procesele de formare a albiilor rîurilor, regimul de iarnă al rîurilor, lacurilor, canalelor, centralelor hidroelectrice etc., în scopul elaborării măsurilor raţionale de înlăturare a dificultăţilor la executarea şi exploatarea diverselor construcţii.

Cartea este destinată oamenilor de ştiinţă şi tehnică din domeniul construcţiilor hidrotehnice.

Cuprinsul cărţii: Sarcinile lucrărilor de cercetări ştiinţifice în domeniul gospodăriei apei. Hidrologia ca ştiinţă, sarcinile şi realizările ei. Despre metodele de calcul al caracteristicilor debitului cu luarea în consideraţie a efectului asupra lui a acţiunii omului şi a variaţiei climei. Problemele hidrologiei şesului din Siberia de vest în lumina problemelor generale ale gospodăriei apelor. Calcule pentru alcătuirea graficilor calendaristice de variaţie a debitelor şi nivelurilor cu luarea în consideraţie a asigurării lor în timpul anului. Debitul anual şi distribuirea lui în sudul R.S.S. Ucrainene. Teoria şi metoda de determinare a debitului minim. Experienţa cercetării debitului minim al rîurilor de munte. Metodele de calcul al debitului minim cu luarea în consideraţie a climei şi a activităţii omului. Despre evidenţa condiţiilor geologice şi hidrologice ale bazinelor fluviale la stabilirea alimentării subterane a rîurilor şi calculele balanţului apelor. Calculele de transformare a viiturilor în sistemele fluviale. Viituri provocate de ploi pe versanţii nordici ai unei regiuni din Asia Centrală. Despre schimbarea distribuirii în cursul anului a debitului fluvial în urma îmbunătăţirii condiţiilor naturale pe suprafeţele tributare ale rîurilor mari de şes. Problemele de reglare a debitului fluvial şi de dezvoltare a metodelor de calcul din gospodăria apei în legătură cu cerinţele construcţiilor hidrotehnice. Unele probleme de exploatare a nodurilor hidraulice şi canalelor. Utilizarea experienţei exploatării cascadei din lacurile de acumulare pentru centralele hidroelectice de pe Volga superioară. Analiza exploatării unei centrale hidroelectrice din Ural, de putere medie, în condiţiile complexului gospodăriei apei. Exemple de studiu al bilanţului apei şi al evidenţei pierderilor prin infiltraţii ale lacurilor de acumulare. Teoria reglării debitului şi luarea în consideraţie a schimbărilor hidrologice şi a erorilor. Problema gradului de asigurare a producţiei de energie hidraulică. Metode combinate de calcul pentru reglarea debitului fluvial. Procedeul de calcul al reglării complexe a debitului rîurilor în regiunile semipopulate ale Kazahstanului. Determinarea realizării garantate a asigurării proiectate la reglarea de compensare a debitului. Problemele şi sarcinile cercetării regimului de iarnă al cursurilor şi bazinelor de apă. Problemele fundamentale ale regimului de iarnă al cursurilor şi bazinelor de apă. Regimul gheţii şi măsurile pentru învingerea dificultăţilor produse de gheaţă la exploatarea de iarnă a construcţiilor hidrotehnice de pe rîurile de munte şi de şes ale Asiei Centrale şi Kazahstanului de sud. Regimul de gheaţă al rîurilor şi bazinelor de apă şi măsuri de protecţie contra gheţii la centralele hidroelectrice cu derivaţie. Cercetarea regimului de iarnă termic şi de gheaţă al unui rîu din Siberia. Utilizarea pîlniilor turbionare pentru scurgerea zaiaiei prin turbine. Acţiunea gheţii asupra infrastructurii podurilor şi construcţiilor hidrotehnice. Despre zaia din bieful amonte de adîncime mare şi despre măsurile de combatere a ei. Experienţa combaterii scurgerii gheţurilor la construcţiile hidrotehnice. Măsuri contra zaialei. Irigaţia de iarnă ca măsură contra secetei. Tabloul comunicărilor făcute şi discutate în consfătuire.

Oroveanu T.: **Asupra unei probleme de scurgere spre sondă în cazul unei variaţii oarecare a permeabilităţii,** din Publicaţiile Academiei R.P.R., Studii şi cercetări de mecanică aplicată, 3—4, anul VI, 1955, pag. 333—337.

Se studiază scurgerea unui fluid incompresibil printr-un mediu poros cu permeabilitate variabilă, conform legii $K = K_1\ (r).\ K_2\ (\theta)$. Se examinează numai problema plană, deci permeabilitatea nu variază pe verticală.

Se folosesc coordonatele polare. Se obţin ecuaţii diferenţiale obişnuite de ordinul al doilea, dar care prezintă dificultăţi la rezolvare. Autorul foloseşte o funcţie dezvoltată în serie şi găseşte funcţia de presiune, φ, ca produs a două funcţii $G\ (\gamma)\ \theta \cdot \varphi\ (\theta)$. Se calculează viteza radiată v_r şi debitul Q, mişcarea fiind către o sursă cu centrul în origină.

C. M.

Dumitrescu D., Ionescu V. şi Toth R.: **Aplicarea metodei reţelelor la studiul mişcării fluidelor grele c usuprafaţa liberă,** din Publicaţiile Academiei R.P.R., Studii şi cercetări de mecanică aplicată, nr. 3—4, anul VI, 1955, pag. 339—375.

Studiul începe cu expunerea principiilor generale ale metodei reţelelor cu ajutorul căreia se rezolvă sistemele de ecuaţii cu derivate parţiale care determină mişcarea fluidelor.

Sînt tratate în acest mod mai puţin probleme de mişcări permanente a fluidelor grele vîscoase, în canale cu suprafaţa liberă cunoscută, ecuaţiile diferenţiale fiind de tipul $\frac{\partial^2\psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\psi}{\partial y^2} = K$. Metoda este aplicată la canale de forme diverse triunghiulare, trapezoidale, pentagonale, cu rezultate diferind de valorile exacte numai cu cîteva procente dacă reţeaua de puncte este suficient de deasă. Sînt apoi cercetate cîteva mişcări irotaţionale plane (în planuri verticale), la care suprafaţa liberă este necunoscută, dar pe care sînt cunoscute presiunea şi legea de variaţie a vitezelor pe ferul de curent superficial (Bernoulli). Ca exemple se tratează un deversor plan înecat şi deversarea peste o clapetă circulară, cu aeraţie perfectă. În sfîrşit, se tratează şi o problemă de mişcare axial-simetrică : mişcarea ascendentă a unei bule de aer într-un tub vertical, conţinînd un fluid perfect. Studiul se face cu ajutorul ecuaţiei

$$\frac{\partial^2\psi}{\partial z^2}+\frac{\partial^2\psi}{\partial y^2}-\frac{1}{\gamma}\,\frac{\partial\psi}{\partial\gamma}=0.$$

Şi în aceste cazuri se constată bune coincidenţe ale rezultatelor cu valorile exacte obţinute prin alte procedee de calcul.

Metoda reţelelor se dovedeşte astfel avantajoasă şi în domeniul hidraulicii — ca şi în alte domenii — deoarece nu necesită cunoaşterea funcţiei dar conduce la rezolvarea unui sistem de foarte multe ecuaţii algebrice liniare — de altfel simple, rezolvare care se face în mod practic prin aproximaţii succesive.

C. M.

Dumitrescu D. şi Ionescu D. Gh.: **Asupra mişcării turbulente a unui lichid greu într-o conductă circulară netedă,** din Publicaţiile Academiei R.P.R., Studii şi cercetări de mecanică aplicată, 3—4, anul VI, 1955, pag. 323—331.

Scopul acestui studiu este de a găsi legea mişcării turbulente, în conducte netede circulare, plecînd de la ecuaţiile generale Reynolds şi de la noţiunea de lungime de amestec. Făcînd unele aproximări, se găseşte ecuaţia diferenţială a mişcării, care este apoi integrată, cu ajutorul funcţiei $p\ (p,\ g_2,\ g_3)$ a lui Weierstrass şi a funcţiilor eliptice. Rezultatul nu a putut fi deocamdată folosit şi de aceea problema se reia în partea a III-a a lucrării, făcîndu-se şi alte aproximaţii, după care se ajunge la formula clasică a lui Kárman. C. M.

Recenzii

SLEKKIN N. A.: Dinamica lichidelor vîscoase incompresibile, Gostehizdat, Moscova, 1955.

Volumul conţine lecţiile predate de autor la cursul de hidrodinamică al Facultăţii de mecanică şi matematică a Universităţii din Moscova.

Primul capitol este un capitol introductiv cuprinzînd definirea noţiunilor de viteză de deformaţie a particulelor şi determinarea componentelor tensiunii.

Capitolul al doilea analizează ecuaţiile diferenţiale de mişcare ale lichidelor vîscoase anume: ecuaţia de continuitate, ecuaţia variaţiei cantităţii de mişcare, ecuaţia diferenţială a mişcării mediului, ecuaţiile energetice. De asemenea, în cadrul acestui capitol autorul se ocupă de condiţiile iniţiale şi la limită ale mişcării lichidelor.

În capitolul următor, autorul studiază caracteristicile de bază ale mişcării lichidelor vîscoase. Printre problemele de care se ocupă sînt: problema vîrtejurilor, teorema energiei, probleme de similitudine a scurgerilor etc.

După această parte introductivă a volumului, autorul studiază cazuri de integrare exactă a ecuaţiilor diferenţiale ale mişcării permanente a lichidelor vîscoase. Întîi se ocupă de problema mişcării permanente rectilinii paralele a lichidului. Apoi analizează analogia dintre această problemă si cea a rotaţiei unui lichid ideal şi cea a torsiunii unei grinzi prismatice şi trece la studiul anumitor cazuri particulare ale acestei mişcări şi anume: între două plane paralele, într-un spaţiu cu limite oarecare şi în conducte cilindrice şi inelare etc.

Capitolul următor se ocupă de mişcarea lichidelor vîscoase pentru numere Reynolds mici, analizată după metoda lui Stockes; autorul studiază ecuaţia aproximativă a lui Stockes şi o aplică la cîteva cazuri particulare.

Urmează un capitol intercalat, despre teoria hidrodinamică a ungerii în care autorul se ocupă întîi de teoria lui N. P. Petrov şi de ecuaţia aproximativă a lui Reynolds, iar mai apoi de teoriile lui N. E. Jukovski şi S. A. Ceaplîghin.

După acest capitol autorul revine la mişcarea lichidelor pentru numere Reynolds mici, analizate după metoda lui Oseen şi studiază cîteva cazuri particulare.

Capitolul VIII se ocupă de stratul limită, stabilind ecuaţiile de mişcare ale lichidului în acest strat, relaţiile integrale şi de metode aproximative de rezolvare a problemelor de strat limită după Falkner şi Skau, Hartree şi Loiţianski expunînd apoi ecuaţiile aproximative ale teoriei stratului limită.

Autorul analizează în cele ce urmează mişcarea nepermanentă a lichidelor vîscoase trecînd apoi la dezvoltarea mişcării laminare a lichidelor. În acest capitol el studiază această dezvoltare în patru cazuri, şi anume: al unor pereţi paraleli, al unor conducte cilindrice, al unui difuzor plan şi al unui difuzor spaţial. Un alt capitol este dedicat stabilităţii scurgerilor laminare, ocupîndu-se de diferite aspecte ale acestei probleme.

Ultimul capitol se ocupă de mişcarea turbulentă, analizînd teoria semiempirică a turbulenţei a lui Prandtl şi diferite cazuri particulare ale mişcării turbulente.

Majoritatea problemelor sînt prezentate sub formă vectorială. Autorul analizează problemele clasice ale hidrodinamicii prezentîndu-le sub o formă clară. Deşi lucrarea are un caracter didactic ea poate servi şi cercetătorilor care se ocupă cu problemele mişcării lichidelor reale.

Din punct de vedere teoretic, volumul apare puţin rupt de restul hidrodinamicii; ar fi fost eventual indicat un capitol introductiv asupra mişcării fluidelor ideale. Pe de altă parte, problema mişcării turbulente pare prea puţin dezvoltată avînd în vedere marea importanţă practică a acestei probleme. Totuşi, sub forma în care este prezentat, volumul îşi îndeplineşte scopul propus de a expune principiile teoriei mişcării lichidelor reale şi poate servi ca punct de plecare pentru studiile problemelor speciale ale acestei mişcări.

*** * *: Indreptar pentru Hidrotehnică.** Ministerul Construcţiilor. Direcţia Tehnică. Institutul Unional de cercetări ştiinţifice pentru alimentări cu apă. Canalizări. Construcţii hidrotehnice şi hidrogeologie inginerească (VODGEO), Moscova, 1955.

Manualul prezentat, editat în ansamblul lui de cunoscutul Institut de cercetări ştiinţifice, a fost scris de cei mai cunoscuţi hidrotehnicieni, eminenţi cercetători în diferitele ramuri, dintre care amintim numai pe cîţiva: prof. Blizniak, Grisin, Mihailov, Berezniscki, Ahutin, Jemocikin, Djunkovski, Nesterak şi alţii.

Cartea prezintă, în formă foarte concisă, elementele esenţiale pentru calculul şi realizarea construcţiilor hidrotehnice.

Îndreptarul conţine 34 de capitole, care, în totalitatea lor, epuizează vastul material de date, norme, condiţii tehnice, prescripţii şi detalii constructive din domeniul construcţiilor hidrotehnice. Este o lucrare de sinteză, unică în felul ei, care pune la dispoziţia inginerului proiectant toate datele de care are nevoie în acest domeniu de specialitate. Astfel, într-o asemenea lucrare capitolele de la început, capitolele generale, sînt utile prin faptul că proiectantul este dispensat să recurgă la alte manuale pentru valori numerice sau formule din mecanică, rezistenţa materialelor, hidraulică etc. Din enumerarea diferitelor capitole se poate vedea grija colectivului de redacţie de a pune într-o formă uşor accesibilă materialul, de asemenea atît de necesar din domeniul geologiei inginereşti şi al materialelor folosite în special în construcţii de acest gen, precum şi condiţiile tehnice care se impun în mod special la ele. Abia după aceste capitole urmează partea care se ocupă cu construcţiile hidrotehnice şi pînă la problemele oarecum speciale, cum ar fi batardourile de diferite tipuri, tratate în aceste 500 pagini care mai rămîn, îmbrăţişînd astfel construcţiile cele mai variate, de beton, metalice, de lemn, de piatră, care îndeplinesc cele mai felurite scopuri în practică.

La baza întocmirii acestui material au stat normele şi condiţiile tehnice editate pînă acum în standardele de stat — a căror procurare reprezintă deseori dificultăţi — şi vasta experienţă a constructorilor hidrotehnicieni, care oglindeşte literatura tehnică în acest domeniu, precum şi experienţa personală a autorilor.

În această carte se văd și rezultatele cercetărilor științifice de proiectare și de exploatare a construcțiilor hidrotehnice.

Pentru a fi cît mai utilă pentru masa largă a hidrotehnicienilor, care au dus lipsă de mult de o carte de acest gen, nu s-au tratat aici metodele de execuție precum și unele probleme de prea strictă specialitate, cum sînt problemele referitoare la folosirea energiei apelor, lucrările de ameliorare a terenurilor, lucrările hidrotehnice în legătură cu piscicultura, construcții hidrotehnice maritime, alimentări cu apă și canalizări, precum și construcțiile cu barajele în arc și tunele hidrotehnice.

Lucrările pentru transportul fluvial și transportul lemnelor pe apă s-au tratat foarte sumar, lucrări care de asemenea interesează numai un număr restrîns de hidrotehnicieni.

Trebuie menționat că la redactarea cărții s-a ținut seamă de observațiile deosebit de valoroase ale organelor care au fost însărcinate cu recenzia generală a cărții, și anume de conducerea Institutului de proiectări, cercetări și studii pentru construcții hidrotehnice (Hidroproiekt-Moscova), cît și de Institutul unional de proiectări al Ministerului Electrocentralelor, Hidroenergoproiekt.

Pentru o privire de ansamblu cît mai bună a conținutului cărții, sînt redate mai jos capitolele, și anume :

Partea I. Generalități : cap. 1 — Matematica, cap. 2 — Calcule hidraulice, cap. 3 — Rezistența materialelor, cap. 4 — Mecanica construcțiilor, cap. 5 — Calculul tasării construcțiilor hidrotehnice în terenuri coezive, cap. 6 — Materiale folosite în construcțiile hidrotehnice, cap. 7 — Norme generale pentru proiectarea construcțiilor hidrotehnice, cap. 8 — Date generale pentru proiectarea construcțiilor hidrotehnice din lemn, cap. 9 — Date generale pentru proiectarea construcțiilor hidrotehnice din metal, cap. 10 — Date generale pentru construcțiile hidrotehnice din beton masiv sau beton armat.

Partea II. Studii, cercetări și calcule hidrologice : cap. 11 — Cercetări și studii hidrotehnice (generalități), cap. 12 — Lucrări hidrologice (și hidrometrice), cap. 13 — Calcule hidrologice, cap. 14 — Cercetări inginero-geologice, cap. 15 — Compoziția fizico-mecanică a terenurilor.

Partea III. Construcții hidrotehnice : cap. 16 — Lacul de acumulare, cap. 17 — Date generale pentru proiectarea barajelor, cap. 18 — Calculul infiltrațiilor, cap. 19 — Baraje din beton masiv, cap. 20 — Baraje din beton armat și cu contraforță, cap. 21 — Baraje din lemn, cap. 22 — Baraje din pămînt, cap. 23 — Baraje din anrocamente, cap. 24 — Ziduri de sprijin, cap. 25 — Deversoare ale nodurilor hidrotehnice, cap. 26 — Stăvilare, cap. 27 — Canale, cap. 28 — Construcții caracteristice la canale, cap. 29 — Conducte forțate, cap. 30 — Prize de apă, cap. 31 — Decantoare, cap. 32 — Ecluze ca element component al nodurilor hidrotehnice, cap. 33 — Construcții pentru transportul lemnului, cap. 34 — Construcții celulare hidrotehnice cu folosirea palplanșelor metalice.

Materialul, astfel sistematizat, este expus în 830 de pagini, numărul figurilor introduse în texte fiind de 1 145, numărul tabelelor — 432, iar formulele de calcul numerotate — 1 446. La sfîrșitul fiecărui dintre cele 3 capitole principale există multe indicații bibliografice. Numărul total al referințelor bibliografice este de 483.

Din enumerarea capitolelor și a cifrelor de mai sus, se arată încă o dată deosebita utilitate a acestui manual pentru lucrările de zi de zi ale hidrotehnicianului proiectant.

RAZIN N. V., laureat al Premiului de Stat : **Execuția lucrărilor de beton și beton armat pe șantierul uzinei hidroelectrice de la Kuibîșev,** Ghidrotehniceskoe Stroitelstvo, nr. 6/1955.

În acest articol, autorul expune pe larg și în spirit critic, mersul lucrărilor de beton și beton armat de la șantierul UHE Kuibîșev. În prima parte, autorul face o comparație foarte interesantă între volumele mari ale lucrărilor de beton și beton armat, necesare realizării acestei uzine hidroelectrice, și volumele de lucrări care au fost executate în U.R.S.S. și S.U.A.

Tabela 1

Uzina hidroelectrică	Perioada de construcție	Lucrări de pămînt și excavații în stîncă milioane m³	Lucrări de beton mii m³
Volhov	1919—1926	0,74	340
Dneproghes	1928—1932	8,5	1180
Volga superioară	1936—1941	51,4	2300
Volga-Don inclusiv Timleansk	1948—1952	152,0	3000
Boulder Dam S.U.A.	1931—1936	5,3	2430
Grand Kouly S.U.A. (în prima etapă)	1934—1941	13,0	3500
Kuibîșev	în construcție	152,0	8000

Ținînd seamă că cele mai mari uzine hidroelectrice din S.U.A. se construiesc, de regulă, pe roci stîncoase, din beton masiv, în U.R.S.S. apar condiții de lucru mult mai grele, deoarece cele mai mari UHE se construiesc pe rîuri de șes, pe roci slabe, formate din pietrișuri și argile. De asemenea, se remarcă faptul că pe șantierele marilor baraje americane, Boulder Dam și Grand Kouly, s-a atins un volum maxim de turnare a betonului de 228 600 m³/lună, în timp ce pe șantierul de la Kuibîșev s-au turnat în luna mai 1955, 300 000 m³ beton armat, care necesită mai multă muncă. Se prevede ca în scurt timp să se ajungă la un ritm de turnare de 400 000 m³ beton/lună.

Analizînd gradul înalt de mecanizare și de utilare a acestui șantier, autorul aduce o serie de critici referitoare la lipsa de îndrăzneală în proiectarea construcțiilor și la utilizarea insuficientă a rezistenței materialelor și, în special, a oțelului de armătură, la utilizarea insuficientă a mecanismelor de la fabricile de piatră și pietriș etc.

Făcînd o analiză a comportării agregatelor de sudură de pe șantier, autorul ajunge la concluzia că agregatele de tipul M.C.G.A. 300 și M.C.G. 500 au dat rezultatele cele mai bune în privința calității și a productivității.

Se arată, de asemenea, avantajele folosirii cofrajelor din plăci de beton armat, din rețele metalice, a cofrajelor drenante și absorbante, precum și prelucrarea suprafețelor betonului prin vacuum.

Comparînd diversele tipuri de macarale și poduri rulante folosite pe șantier, autorul arată că s-au obținut cele mai bune rezultate cu macaralele portal de 10 t cu deschidere de 40 m, cu maracalele T-178 și macaralele pe șenile de tipul —2001 cu deschidere de 30 m.

Ca o observație generală se constată în articol că aproape toate mecanismele și utilajele necesare pentru efectuarea lucrărilor de beton armat nu sînt adaptate pentru condițiile de lucru din timpul iernii.

În iarna anului 1955, pe șantierul Kuibîșevghidrostroi, au funcționat la fabricile de beton și în gropile de fundație, 12 instalații de cazane, cu o suprafață de încălzire a cazanelor de 7 500 m², 229 calorifere electrice cu o putere de 4 249 kW și o instalație experimentală cu arzătoare pentru gaze.

S-a încercat încălzirea electrică a blocurilor betonate în cofraje din plăci, folosind o nouă metodă prin introducerea de electrozi în masa de beton și prin încălzirea unor spirale de sîrmă, înbetonate cu anticipație în plăcile de cofraj. Ambele metode au dat rezultate pozitive în privința preîntîmpinării înghețului masei de beton.

Încălzirea electrică a fundațiilor argiloase, cu ajutorul unor spirale de sîrmă peste care s-a turnat un strat de beton de 15 cm, a dat rezultate pozitive pînă la temperaturi ale aerului exterior de —40°C.

Şedinţa de lucru a Biroului Consiliului Central A. S. I. T. cu preşedinţii şi secretarii filialelor

În zilele de 3 şi 4 martie a. c. a avut loc şedinţa de lucru a Biroului Consiliului Central A.S.I.T. cu preşedinţii şi secretarii filialelor A.S.I.T. din ţară.

Din partea Consiliului Central A.S.I.T. au participat tovarăşii N. Popescu-Doreanu, prof. ing. T. Tănăsescu, ing. Al. Priadcenco — vice-preşedinţi ai Asociaţiei — prof. ing. M. Bercovici, prof. ing. R. Răduleţ, ing. I. Grosu — membri în Biroul Consiliului — ing. O. Rusu — prim secretar — prof. M. Manoliu şi ing. C. Negoiţă — secretari ai Asociaţiei.

In cadrul şedinţei a fost analizată activitatea depusă de filiale în anul 1955, s-au stabilit sarcinile ce le revin pentru înfăptuirea hotărîrilor celui de al II-lea Congres al Partidului Muncitoresc Romîn, s-a expus proiectul de desfăşurare a adunărilor generale a cercurilor A.S.I.T. şi conferinţelor filialelor şi subfilialelor.

Tov. ing. Oliviu Rusu, prim-secretar al Consiliului Central A.S.I.T. prezentînd Darea de seamă asupra activităţii Comitetelor de filială pe anul 1955 şi a planului de muncă pe anul 1956, a arătat că în anul 1955, planurile de muncă ale Comitetelor de filială au fost astfel orientate încît să contribuie la ridicarea productivităţii muncii, la scăderea preţului de cost şi la îmbunătăţirea calităţii produselor, prin folosirea largă a tehnicii noi şi a resurselor interne ale producţiei.

In activitatea tehnico-ştiinţifică a filialelor au fost întîlnite însă şi unele lipsuri. Astfel, la unele filiale nu s-a acordat atenţia cuvenită activităţii unor secţii ca Industria Chimică şi Industria petroliferă, menite să se dezvolte considerabil în cadrul actualului cincinal; alte filiale au neglijat faptul că productivitatea muncii trebuie obţinută în primul rînd pe calea folosirii mai bune a tehnicii existente; de asemenea, majoritatea temelor privind aspectele economice al producţiei, prevăzute în planurile de muncă ale secţiilor de specialitate de la filiale, în special problemele reducerii preţului de cost, au fost tratate insuficient.

In general, cu toate aceste lipsuri, activitatea tehnico-ştiinţifică a filialelor a crescut simţitor în cursul anului 1955. Prin cele 629 studii întocmite, 264 consfătuirii şi 329 schimburi de experienţă organizate, secţiile de specialitate ale filialelor au adus o contribuţie dintre cele mai valoroase la realizarea obiectivelor Asociaţiei.

In linii generale, se poate constata că în cursul ultimului an, activitatea filialelor A.S.I.T. s-a dezvoltat şi îmbunătăţit simţitor. Prin seriozitatea cu care se iau în considerare sarcinile Asociaţiei, activitatea filialelor devine pe zi ce trece o contribuţie tot mai rodnică pentru dezvoltarea şi perfecţionarea producţiei socialiste a patriei noastre.

Planurile de activitate ale filialelor, pe anul 1956, în ansamblul lor, se întemeiază pe rezoluţia Congresului al II-lea al P.M.R., precum şi pe Hotărîrea Consiliului Central A.S.I.T. din 5 februarie a.c.

Pentru atingerea măreţelor obiective care stau în faţa inginerilor şi tehnicienilor din patria noastră, planurile de muncă întocmite de filiale şi secţii prevăd o serie de probleme de mare însemnătate pentru introducerea tehnicii noi, extinderea experienţei înaintate în producţie, îmbunătăţirea condiţiilor de muncă în industrie şi în agricultură, ridicarea necontenită a nivelului tehnic al membrilor Asociaţiei etc., etc.

Din discuţiile purtate asupra Dării de seamă a reieşit că în cursul anului trecut s-a îmbunătăţit în deosebi activitatea acelor filiale care au fost sprijinite, îndrumate şi controlate de către organizaţiile regionale de partid. O fructuoasă colaborare a fost realizată între Consiliile Sindicale Regionale şi filialele A.S.I.T., mai ales în cadrul Concursului de Inovaţii pe ţară încheiat la 7 noiembrie 1955.

Prezentînd proiectul de desfăşurare a Adunărilor generale ale cercurilor A.S.I.T. şi conferinţelor filialelor şi subfilialelor, tov. ing. C. Negoiţă — secretar al Consiliului Central A.S.I.T. — a arătat că pentru îndeplinirea importantelor obiective economice ale celui de al doilea plan cincinal, prin ridicarea nivelului tehnic în toate ramurile economiei naţionale şi creşterea considerabilă a productivităţii muncii, inginerii şi tehnicienii trebuie să fie în primele rînduri în activitatea vie de aplicare în practică a Hotărîrilor celui de al II-lea Congres al P.M.R.

In vederea statornicirii rolului inginerilor şi tehnicienilor în introducerea tehnicii noi şi organizarea superioară a producţiei, Consiliul Central A.S.I.T. a hotărît ţinerea în acest an a Congresului Asociaţiei.

Incheind lucrările şedinţei de lucru cu preşedinţii şi secretarii filialelor A.S.I.T., tov. vice-preşedinte N. Popescu-Doreanu a relevat că din dezbaterile ce au avut loc au rezultat o serie de preocupări generale şi în primul rînd aceea de a se ridica autoritatea Asociaţiei, care trebuie să devină cea mai înaltă competenţă tehnică a ţării, pentru progresul tehnicii şi al economiei noastre naţionale.

Fiecare adunare generală de cerc, fiecare conferinţă de filială, cît şi Congresul A.S.I.T. trebuie să însemne competenţă şi fermitate de pe poziţiile înaintate ale tehnicii.

Országos Műszaki Könyvtár TULAJDONA

INTREPRINDEREA POLIGRAFICA Nr. 2, STR. BREZOIANU 23—25, BUCUREŞTI — C. 1137.

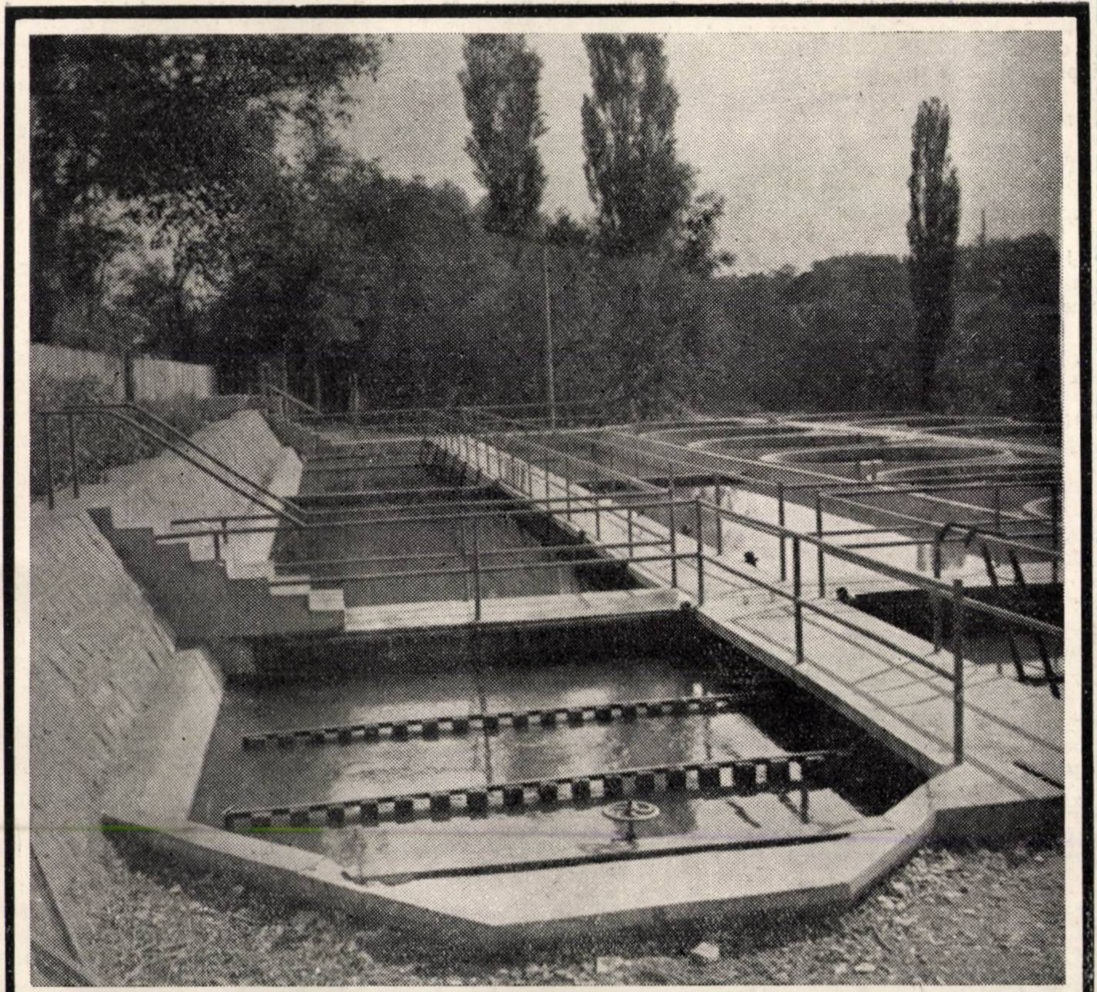
KAT

Országos M[illegible]
Könyvtár
TULAJDONA

HIDROTEHNICA

ORGAN AL ASOCIAŢIEI ŞTIINŢIFICE A INGINERILOR ŞI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

Institut. de Documentare Tehnică
BUCUREŞTI
OBMEH - CSERE
VYMENA - WYMIANA
TAUSCH - CMEHA



2

Aprilie-mai-iunie

AMENAJAREA ŞI GOSPODARIREA APELOR ● AMELIORAŢII ● HIDROENERGETICA
● CAI NAVIGABILE ŞI PORTURI ● ALIMENTĂRI CU APĂ, CANALIZĂRI

1956

Nr. 2
aprilie-mai-iunie

HIDROTEHNICA

1956
Apare trimestrial

ORGAN AL ASOCIAŢIEI ŞTIINŢIFICE A INGINERILOR ŞI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

COMITETUL DE REDACŢIE

Prof. dr. ing. **Mateescu C.** redactor responsabil, prof. dr. ing. **Bărglăzan A.**, prof. ing. **Blidaru V.**, conf. ing. **Boisnard J.**, conf. ing. **Cioc D.**, conf. ing. **Diaconu Alex.**, prof. ing. **Gheorghiu I. M.**, conf. ing. candidat în şt. tehn. **Kahan M.**, ing. **Lateş M.**, prof. ing. **Lehr H.**, conf. ing. **Manoliu I.** conf. ing. **Melzer A.**, prof. ing. **Nicolau P.**, prof. dr. ing. **Pavel D.**, conf. ing. **Prişcu R.**, conf. ing. **Trofin P.**, ing. **Wisner P.**, ing. **Zaharescu E.**

SUMAR

D. PAVEL : Indicii tehnico-economici hidroenergetici 65
P. TROFIN : Calculul distanţelor de protecţie sanitară la captările cu puţuri, alimentate prin infiltraţie din rîu 78
A. MELZER : Consideraţii pe marginea rezultatelor unor măsurători la un dren de captare în exploatare 84
M. KAHAN et C. IAMANDI : Etudes en laboraal unei prize de apă cu nivel liber . . . 90
R. J. BALLY şi E. ZAHARESCU : Aplicarea principiului stării limită în cazul masivelor de pămînt 96
N. ARVANITOPOL, L. CARAIANI şi R. MINDRU : Calculul infiltraţiei prin digul de pămînt omogen cu baza impermeabilă şi permeabilă 101
D. IONESCU SISEŞTI : Folosirea prefabricatelor de beton şi beton armat la construcţiile hidrotehnice din hidroamelioraţii 108
S. KATZ şi GH. COSTA-FORU : Dimensionarea conductelor de refulare 114
M. M. POPESCU : Apa potabilă în lunca Borcei. 119
M. LATEŞ : Laboratoarele hidrotehnice franceze. 122
RECENZII
DOCUMENTARE

SOMMAIRE

D. PAVEL : Indices technico-économiques énergétiques 65
P. TROFIN : Calcul des distances de protection sanitaire aux captations à puits, alimentées par infiltration d'une rivière 78
A. MELZER : Considérations en marge des résultats de certains mesurages effectués à une voie de captation en exploitation . . 84
N. KAHAN et C. IAMANDI : Etudes en laboratoire d'une prise d'eau à libre niveau . . 90
R. J. BALLY et E. ZAHARESCU : Application du principe dénommé „état-limite“, dans le cas des massifs de terre 96
N. ARVANITOPOL, L. CARAIANI et R. MINDRU : Calcul de l'infiltration par le digue de terre homogène à la base imperméable et perméable 101
D. IONESCU-SISEŞTI : Utilisation des éléments préfabriqués en béton et béton armé pour les constructions hydro-techniques des hydroaméliorations 108
S. KATZ et GH. COSTA-FORU : Dimensionnement des conduites de refoulement 114
M. M. POPESCU : Eau potable dans la prairie bordant la rivière de Borcea 119
M. LATEŞ : Les laboratoires hydrotechniques français 122
COMPTES-RENDUS
DOCUMENTATION

СОДЕРЖАНИЕ

Д. ПАВЕЛ: Гидротехнические технико-экономические показатели 65
П. ТРОФИН: Расчет зон санитарной охраны для каптажей с колодцами питаемыми фильтрацией из реки 78
А. МЕЛЬЦЕР: О результатах измерений, проведенных на эксплуатируемом дренаже . . 84
М. КАГАН и К. ЯМАНДИ: Лабораторное исследование водозабора со свободным уровнем 90
Р. Ж. БАЛЛИ и Е. ЗАХАРЕСКУ: Применение принципа предельного состояния в случае земляных массивов 96
Н. АРВАНИТОПОЛЬ, Л. КАРАЯНИ и Р. МЫНДРУ: Расчет фильтрации через однородный земляной вал с водонепроницаемым и проницаемым основанием 101
Д. ИОНЕСКУ-СИСЕШТЬ: Применение сборных бетонных и железобетонных элементов на гидротехнических сооружениях при гидромелиорации 108
С. КАЦ и Г. КОСТА-ФОРУ : Расчет нагнетательных трубопроводов 114
М. М. ПОПЕСКУ: Питьевая вода в пойме Борча 119
М. ЛАТЭШ: Французские гидротехнические лаборатории 122
РЕЦЕНЗИИ
ДОКУМЕНТАЦИЯ

INHALT

D. PAVEL : Hidroenergetische Kennziffern . . 65
P. TROFIN : Uber die Berechnung der Ausdehnung der sanitären Schutzzone um Fassungen durch Brunnen in uferfiltriertem Grundwasser 78
A. MELZER : Feststellungen auf Grund von Messungen an einem im Betrieb befindlichen Wasserfasungsdrän 84
M. KAHAN und C. IAMANDI : Laboratoriumsversuche betreffend eine Wasserentnahme mit freien Spiegel 90
R. J. BALLY und E. ZAHARESCU : Anwendung des Prinzieps des Grenzzustandes auf Erdmassen 96
N. ARVANITOPOL, L. CARAIANI und R. MINDRU : Zur Berechnung der Sickerung durch homogene Erddämme auf undurchlässiger und durchlässiger Unterlage 101
D. IONESCU-SISEŞTI : Uber die Verwendung von Fertigfabrikaten aus Beton und Eisenbeton im landwirtschaftlicher Wasserbau . 108
S. KATZ und. Gh. COSTA FORU : Wirtschaftliche Bemessung der Druckrohre 114
M. M. POPESCU : Trinkwasser im Borca-Gebiet. 119
M. LATEŞ : Die französischen Wasserbaulaboratorien 122
BUCHBESPRECHUNG
DOKUMENTIERUNG

Fotografia de pe coperta numărului precedent al revistei reprezenta un model realizat în Laboratorul de Cercetări Hidrotehnice M.T.R.N.A., pentru studiul instalaţiei de deversare a unui baraj în arc.
Fotografia de pe coperta numărului de faţă reprezintă bazine pentru captarea apei la C.S.G.G.I.

REVISTA HIDROTEHNICĂ
Anul I * Nr. 2 * Aprilie-Iunie 1956

Indicii tehnico-economici hidroenergetici

Prof. dr. ing. D. Pavel, Laureat al Premiului de Stat

In diferitele faze ale studiilor, cercetărilor, proiectării, ca şi la execuţia şi exploatarea uzinelor hidroelectrice, compuse din diferite construcţii şi echipamente hidroenergetice, este utilă cunoaşterea indicilor tehnico-economici hidroenergetici. Indicii cu caracter tehnic sînt coeficienţi, mărimi unitare sau rapoarte între diferite mărimi, care caracterizează cel mai precis un fenomen, obiect, instalaţie sau maşină, iar indicii economici sînt investiţii unitare, preţuri de cost sau rapoarte caracteristice între acestea.

La comparaţia care trebuie făcută între un obiect sau o amenajare oarecare cu alte lucrări executate, în condiţii aproximativ similare, se poate evidenţia dacă noile obiecte sînt din punct de vedere tehnic bine concepute şi totodată economice. In cazul că s-au studiat mai multe variante, alegerea celei mai juste se face pe baza comparaţiei indicilor şi se poate cel mai uşor demonstra că varianta propusă este cea mai economică şi cu performanţele tehnice cele mai bune.

Cunoaşterea statistică a indicilor t. e. h. pentru un număr cît mai mare de amenajări de diferite tipuri, ca şi pentru diferite obiecte hidroenergetice este utilă, mai ales la studiile preliminare şi la primele faze de proiectare: MTE, SP şi PT, deoarece putem stabili diferiţi coeficienţi de dimensionare, respectiv putem estima mai exact investiţiile şi preţul unitar al produsului (apa, energia electrică).

Mai jos se arată cîţiva indici principali, clasificaţi pe grupe de studii şi lucrări sau obiecte concrete, care se exemplifică numai rezumativ, în cadrul restrîns al unui articol.

I. Indicii hidrografici

Indicii strict necesari definirii hidrografice a unui curs de apă, arătaţi mai jos, se bazează pe notaţii şi definiţii curente, ca:

S — bazin de recepţie, în km^2;

Q_m — debite medii anuale, Q — instantanee în m^3/s;

x — indică asigurarea în % (ex. 0,1 înseamnă 1/1 000 ani);

k — ca indice, creşte de la 1 la n=numărul datelor (ex. zilnice);

T = 31 536 000 s/an; h—precipitaţia mm/an;

x, x_G, L şi dS sînt definiţi în fig. 1—a, b, c.

Debite specifice module:

$$q_{mx}=\frac{1\,000}{S}\,Q_{mx}\quad\left(\frac{1}{\text{skm}^2}\right).$$

Debite specifice instantanee şi extreme:

$$q_x=\frac{1\,000}{S}\,Q_x.$$

Dispersiunea debitelor medii:

$$\delta_m=\frac{Q_m^{max}-Q_m^{min}}{Q_m}$$

Dispersiunea debitelor instantanee extreme:

$$\delta=\frac{Q_{max}-Q_{min}}{Q_m}.$$

Indicele variaţiei debitelor:

$$C_v=\sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{1}^{k=n}\left(\frac{Q_k}{Q_m}-1\right)^2}.$$

Indicele asimetriei debitelor:

$$C_s=\frac{1}{n\,C_v^3}\sum_{1}^{k=n}\left(\frac{Q_k}{Q_m}-1\right)^3$$

Indicele scurgerii debitelor medii:

$$\sigma_m=\frac{Q_m\,T}{1000\,S\,h}=31{,}536\,\frac{q_m}{h}$$

Indicele calităţii bazinului:

$$k=\frac{x_G}{L}=\frac{1}{Lq_m^s}\int_0^S q_x x\,\mathrm{d}S.$$

In fig. 1-d se arată cum variază $q_m = 1000\,\frac{Q}{S} = F\,(H)$, în funcţie de altitudinea medie H a suprafeţei elementare dS a bazinului de recepţie, iar în fig. 1-*e* calculul grafic al integralei din formula lui k.

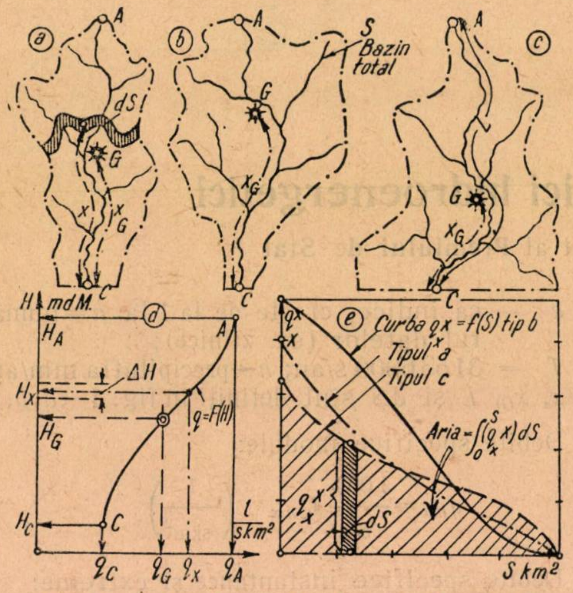

a
b
c
A
dS
G
x
x_G
C
S Bazin total
d
e
H mdM
H_A
ΔH
H_x
H_G
H_C
$q=F(H)$
l/s km²
q_C q_G q_x q_A
Curba $q_x=f(S)$ tip b
Tipul a
Tipul c
Aria $=\int_0^S q_x\,dS$
S km²

Fig. 1. Bazine de recepţie de diferite calităţi

Exemple. In fig. 2 se arată pentru Dunărea la Orşova, Bistriţa şi Argeş, indicii hidrografici principali, definiţi mai sus.

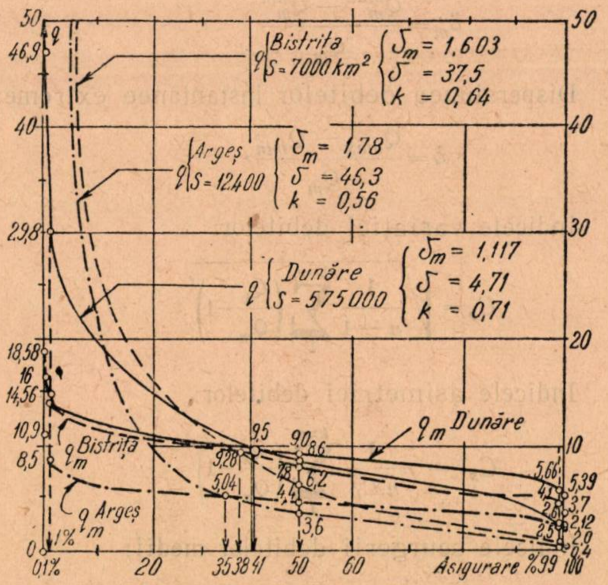


Fig. 2. Indici hidrografici pentru Dunăre, Argeş, Bistriţa

II. Indicii potenţialului hidroenergetic

Potenţialul hidroenergetic al unui curs de apă se calculează, conform convenţiilor de la ONU, cu randamentul $\eta=1$, pentru diferite asigurări $x\,\%$ (50 sau modul şi 95%). Notînd sectoarele de rîu cu lungimea ΔL (km) şi panta $J=\frac{\Delta H}{\Delta L}$ se obţin, aşa cum arată fig. 3, indicii hidroenergetici:

Puterea teoretică unitară:

$$p_x=\frac{\Delta P_{tx}}{\Delta L}=9{,}81\,Q_x J \quad \left(\frac{\text{kW}}{\text{km}}\right).$$

Energia teoretică unitară:

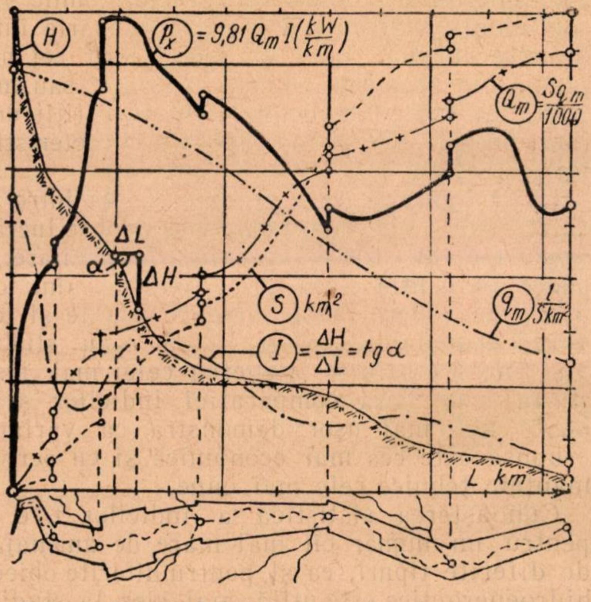
$$e_x=\frac{\Delta E_{tx}}{\Delta L}=\int_0^{8760} p_x\,dt \quad \left(\frac{\text{kWh}}{\text{an km}}\right).$$

Puterea medie specifică:

$$p_s=\frac{P_{tm}}{S}=9{,}81\,Q_m\frac{H}{S} \quad \left(\frac{\text{kW}}{\text{km}^2}\right).$$

Energia teoretică specifică:

$$e_s=\frac{E_t}{S}=8\,760\;p_s \quad \left(\frac{\text{kWh}}{\text{an km}^2}\right).$$


H
$p_x = 9{,}81\,Q_m J\left(\frac{kW}{km}\right)$
Q_m
$\frac{\Sigma Q_m}{1000}$
ΔL
α
ΔH
S km²
q_m l/s km²
$J=\frac{\Delta H}{\Delta L}=tg\,\alpha$
L km

Fgig. 3. Potenţialul hidroenergetic al unui rîu

Exemple. In tabela 1 se arată indicii hidroenergetici pentru bazinele Argeş şi Bistriţa; de asemenea, indicii pe ţară.

III. Indicii planului de amenajare

Planul de amenajare hidroenergetic al unui rîu sau bazin arată toate posibilităţile de utilizare tehnic raţională şi economică, a energiilor hidraulice reale şi se încadrează în planul de amenajare integrală-complexă, care asigură o utilizare cît mai completă şi armonioasă a apelor, pentru: nevoile energetice, alimentări cu apă, irigaţii, navigaţie etc.

Ţinînd seama de notaţiile de pe schema de amenajare, reprezentată în fig. 4 şi 5, cu indicii i pentru debite şi puteri instalate, cu m pentru cele medii, cu η randamentul global, cu u pentru valorile relative la utilizare şi t la total, se definesc următorii indici:

Gradul de utilizare energetică:

$$\varepsilon = \frac{1}{E_t} \sum_{1}^{n} E < 1.$$

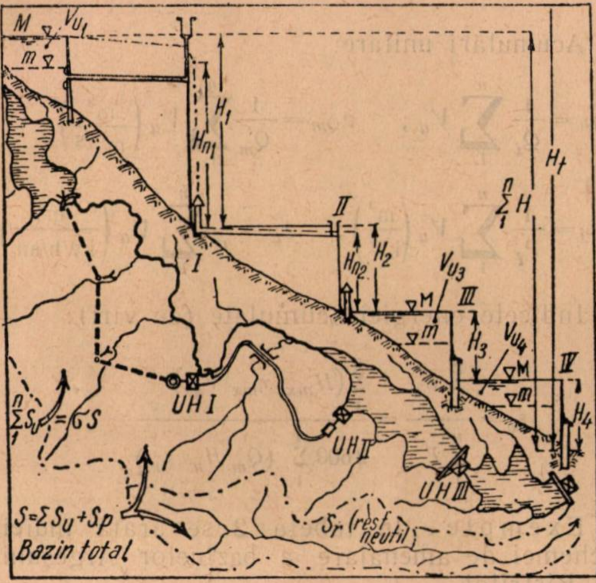


Fig. 4. Plan de amenajare hidroenergetică

Energia specifică reală:

$$e = \eta\, e_s = \frac{1}{S} \sum_{1}^{n} E \quad \left(\frac{\text{kWh}}{\text{an km}^2}\right)$$

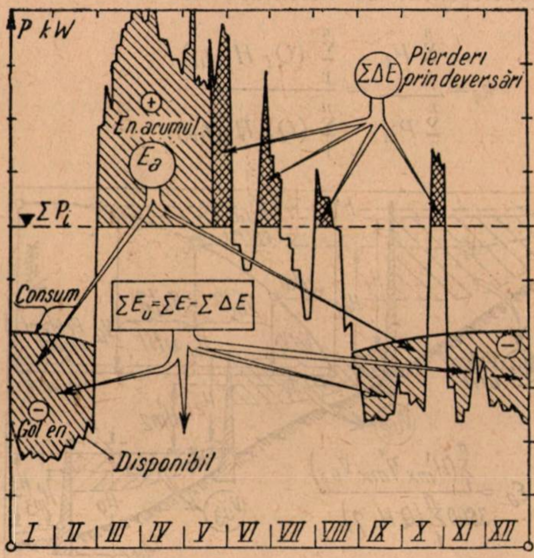


Fig. 5. Plan de exploatare a energiilor

Tabela 1

Indicii potențialului hidroenergetic

Bazinul rîului			Argeș	Bistrița
Bazin de recepție	studiat	S (km²)	12 200	6 800
	total	S_t (km²)	12 400	7 000
Lungimea rîului	principal	L_{pr} (km)	340	300
	afluenți	L_{af} (km)	760	463
	total	L_t (km)	1 100	763
Puterea teoretică la modul	unitară	$p_{xm} = 9{,}81\ Q_m J \left(\frac{\text{kW}}{\text{km}}\right)$	322,7	529,4
	specifică	$p_{sm} = 9{,}81\ Q_m \frac{H}{S} \left(\frac{\text{kW}}{\text{km}^2}\right)$	29,1	59,4
Energia teoretică	unitară	$e_{xm} \int_0^{8760} p_{xm}\, dt \left(\frac{\text{kWh}}{\text{an km}}\right)$	2 826 850	4 637 540
	specifică	$e_s = 8\,760\ p_{sm} \left(\frac{\text{kWh}}{\text{an km}^2}\right)$	254 900	52 034
Puteri extreme	maxime	$p_m^{max} \left(\frac{\text{kW}}{\text{km}}\right)$	1 100	2 800
	minime	$p_m^{min} \left(\frac{\text{kW}}{\text{km}}\right)$	170	190
Energii extreme	maxime	$e_m^{max} \left(\frac{\text{kWh}}{\text{an km}^2}\right)$	9 636 000	24 528 000
	minime	$e_m^{min} \left(\frac{\text{kWh}}{\text{an km}^2}\right)$	1 489 200	1 664 400
R P R — inclusiv cota parte a Dunării $\left(p_s\right)_{50\%} = 25 \left(\frac{\text{kW}}{\text{km}^2}\right)$; $\left(e_s\right)_{50\%} = 219\,000 \left(\frac{\text{kWh}}{\text{an km}^2}\right)$; $\underset{x\,50}{p} = 100 - 11\,000$; (kW/km) $\underset{x\,95}{p} = 20 - 3\,200$ (kW/km)				

Puterea specifică real instalată:

$$p_i=\frac{1}{S}\sum_1^n P_i\quad\left(\frac{\text{kW}}{\text{km}^2}\right).$$

Coeficientul de instalare mediu:

$$k_i=\frac{\sum\limits_1^n P_i}{\sum\limits_1^n P_m}=\frac{\sum\limits_1^n (Q_i\,H_i\,\eta_i)}{\sum\limits_1^n (Q_m H_m \eta_m)}.$$

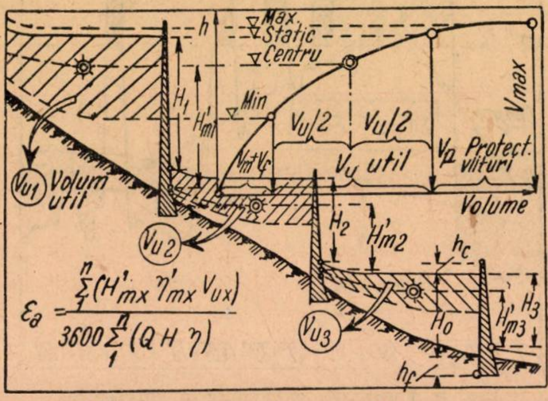


Fig. 6. Schema uzinelor în cascadă, cu acumulări

Utilizarea bazinului de recepție:

$$\sigma_u=\frac{1}{S}\sum_1^n S_u.$$

Gradul utilizării căderilor:

$$\chi=\frac{1}{H_t}\sum_1^n H.$$

Randamentul mediu al schemei:

$\left(E'_t\right.$ —teoretic pe sectorul amenajat $\left.\frac{\text{kWh}}{\text{an}}\right)$ $$\eta_m=\frac{1}{E'_t}\sum_1^n E.$$

Randamentul utilizării hidrocentrului:

$$\gamma_u=\frac{\sum\limits_1^n E_u}{\sum\limits_1^n E}=1-\frac{\sum\limits_1^n (\Delta E)}{\sum\limits_1^n E}.$$

Durata utilizării puterii instalate:

$$T_0=\frac{\sum\limits_1^n E_u}{\sum\limits_1^n P_i}$$

Factorul utilizării medii:

$$u_m=\frac{T_0}{8\,760}<1.$$

Indicele acumulărilor (fig. 6):

$$v=\frac{1}{S}\sum_1^n V_u\quad\left(\frac{\text{m}^3}{\text{km}^2}\right).$$

Acumulări unitare:

$$v_{Qi}=\frac{1}{Q_i}\sum_1^n V_u\,;\qquad v_{Qm}=\frac{1}{Q_m}\sum_1^n V_u\left(\frac{\text{m}^3}{\text{m}^3/\text{s}}\right)$$

$$v_{Pi}=\frac{1}{P_i}\sum_1^n V_u\left(\frac{\text{m}^3}{\text{kW}}\right);\qquad v_E=\frac{1}{E}\sum_1^n V_u\left(\frac{\text{m}^3}{\text{kWh/an}}\right).$$

Indicele energiei acumulate (de vîrf):

$$\varepsilon_a=\frac{\sum\limits_1^n E_a}{\sum\limits_1^n E}=\frac{\sum\limits_1^n (H'_{mx}\,\eta'_{mx}\,V_{ux})}{3600\sum\limits_1^n (Q_m\,H_m\,\eta_m)}.$$

Exemple. In tabela 2 se arată indicii schemei de amenajare a bazinelor Argeşului şi Bistriţei.

IV. Indicii hidroenergetici pentru uzine individuale

La calculul indicilor uzinelor individuale se folosesc, conform fig. 7-*a* şi *b*, 8-*a*, *b*, *c* şi *d*, notaţiile:

V_u — acumularea utilă în lacurile uzinei, în m^3

V_a — 31 536 000 Q_m — stocul anual, V_z = 86 400. Q_m— —stocul zilnic m^3;

$R=\int_0^T (Q_d-Q_c)\,dt$— retenţia necesară; Q_d — —disponibil, Q_c—consumat, în m^3/s.

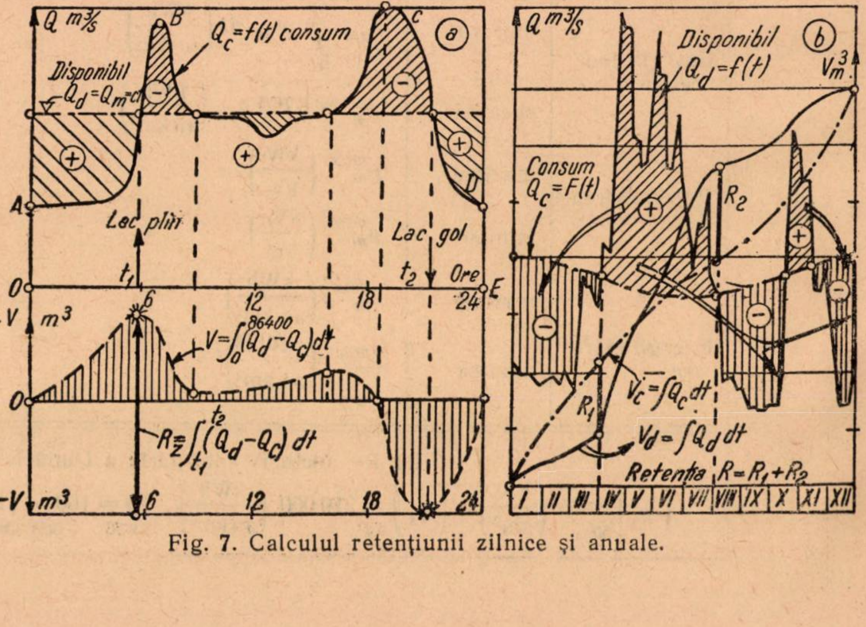


Fig. 7. Calculul retenţiunii zilnice şi anuale.

Tabela 2

Indicii planului de amenajare

Planul amenajării rîului		Argeş	Bistriţa
Numărul de uzine	n (incl. afl.)	63	52
Căderi utilizate	$\sum_1^n H$ (m)	4 446	3 329
Puteri medii	$\sum_1^n P_m$ (kW)	178 000	263 000
Puteri instalate	$\sum_1^n P_i$ (kW)	333 000	663 000
Volum util în lacuri	$\sum_1^n V_u$ (mil m^3)	333	1 332
Energii reale	$\sum_1^n E \left(\text{mil} \frac{\text{kWh}}{\text{an}}\right)$	1 400	2 016
Energii teoretice bazin	$E_t \left(\text{mil} \frac{\text{kWh}}{\text{an}}\right)$	3 110	3 539
Bazin utilizat	S_u (km^2)	3 950	6 150
Utilizarea energiei	$\varepsilon = \frac{1}{E_t} \sum_1^n E$	0,45	0,57
Energie specifică reală	$e = \frac{1}{S} \sum_1^n E \left(\frac{\text{kWh}}{\text{an km}^2}\right)$	112 900	288 000
Idem referitor la S_u	$e_u = \frac{1}{S_u} \sum_1^n E \left(\frac{\text{kWh}}{\text{an km}^2}\right)$	354 430	327 800
Coeficient inst. mediu	$k_i = \frac{\Sigma P_i}{\Sigma P_m}$	1,87	2,52
Putere spec. real instalată	$p_i = \frac{1}{S} \sum_1^n P_i \left(\frac{\text{kW}}{\text{km}^2}\right)$	26,85	94,71
Indicele utilizării bazinului	$\sigma_u = \frac{S_u}{S}$	0.319	0,879
Indicele utilizării căderilor	$\chi = \frac{1}{H_t} \sum_1^n H$	1,778	1,850
Randamentul utiliz. hidrocentrului	$\eta_u = 1 - \frac{\Sigma \Delta E}{\Sigma E}$	0,92	0,91
Randamentul schemei	$\eta_m = \frac{1}{E'_t} \sum_1^n E$	0,75	0,71
Ore de utilizare	$T_0 = \frac{\Sigma E_u}{\Sigma P_i} = \frac{\Sigma E - \Sigma \Delta E}{\Sigma P_i}$	3865	2770
Factor de utilizare	$u_m = \frac{T_0}{8\,760}$	0,441	0,316
Ind. acumulării	$v = \frac{1}{S} \sum_1^n V_u \left(\frac{\text{m}^3}{\text{km}^2}\right)$	26 850	190 290
Acumulări unitare	$v_{Qi} = \frac{1}{Q_i} \Sigma V_u \left(\frac{\text{mil m}^3}{\text{m}^3/\text{s}}\right)$	2,85	8,14
	$v_{Qm} = \frac{1}{Q_m} \Sigma V_u \left(\frac{\text{mil m}^3}{\text{m}^3/\text{s}}\right)$	5,33	20,5
	$v_P = \frac{1}{P_i} \Sigma V_u \left(\frac{\text{m}^3}{\text{kW}}\right)$	1 000	2010
	$v_E = \frac{1}{E} \Sigma V_u \left(\frac{\text{m}^3}{\text{kWh/an}}\right)$	0,238	0,661
Indicele acumulării de vîrf	$\varepsilon_a = \frac{\Sigma E_a}{\Sigma E}$	0,21	0,32

V_p — volum de protecţie împotriva viiturilor, în m³.

Q_a — debitul atenuat în lacuri, faţă de $Q_{0,1}$—catastrofal;

J — investiţia totală în uzină în lei.

$A = aJ$ — cheltuieli totale anuale ($a = 0{,}035 - 0{,}06$, la uz. fluviale mari $a < 0{,}03$);

$E_a = E - E_b$ — energie acumulată în lacurile uzinei (pentru vîrf);

$E_b = E - E_a$ — energia de bază, în kWh/an;

A_a şi A_b — cheltuieli anuale aferente energiei acumulate, respectiv de bază.

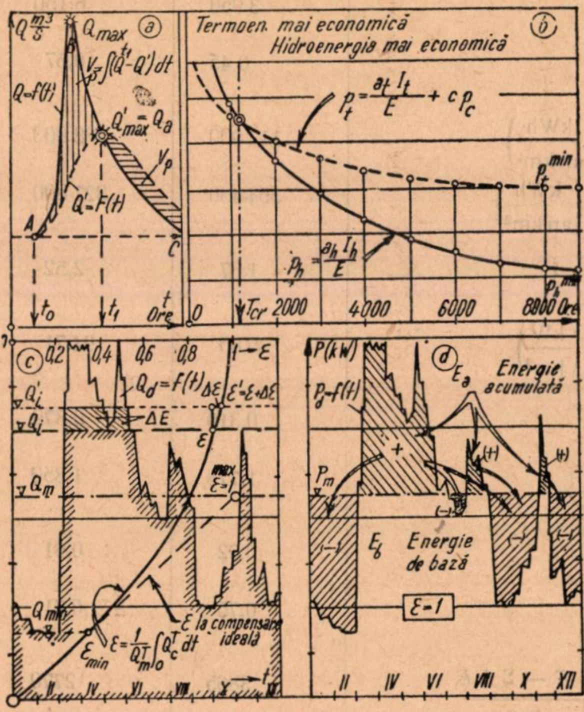


Fig. 8.
a — atenuarea undei de viitură ; b — comparaţia preţului de cost al energiei ; c — coeficienţii de producţie la uzine pe firul apei ; d — la uzine cu acumulare

Indicii acumulării:

$$\alpha_a = \frac{V_u}{V_a}\,; \quad \alpha_z = \frac{V_u}{V_z}\,; \quad \alpha_R = \frac{V_u}{R}\,.$$

Acumulări unitare:

$$v_{Qm} = \frac{V_u}{Q_m}\,; \qquad v_{Qi} = \frac{V_u}{Q_i} \quad \left(\frac{\text{m}^3}{\text{m}^3/\text{s}}\right);$$

$$v_{Pi} = \frac{V_u}{P_i} \quad \left(\frac{\text{m}^3}{\text{kW}}\right); \quad v_E = \frac{V_u}{E} \quad \left(\frac{\text{m}^3}{\text{kWh/an}}\right).$$

Indicii atenuării viiturii:

$$\alpha_p = \frac{V_p}{V_a}\,; \quad \alpha_{at} = \frac{Q_a}{Q_{0,1}^{max}}\,; \quad k_p = \frac{V_p}{\int Q\,dt}\,.$$

Indicele exploatării debitelor:

$$\varepsilon_Q = \frac{1}{Q_m T} \int_0^T Q_c \, dt.$$

Indicii instalării debitelor:

$$k_i = \frac{Q_i}{Q_m}.$$

Indicele puterii instalate:

$$k_{iP} = \frac{P_i}{P_m} = \frac{Q_i H_i \eta_i}{Q_m H_m \eta_m} = k_i \frac{H_i \eta_i}{H_m \eta_m}.$$

Coeficientul instalării:

la uzine de vîrf anual $k_i = 1{,}65 + 3{,}62\,\alpha_a + 3{,}25\,\alpha_a^2$

la uzine de vîrf zilnic $k_{iz} = 1 + 2\,\alpha_z + 1{,}50\,\alpha_z^2$

Investiţia specifică:

$$i = \frac{J}{P_i} \quad \left(\frac{\text{lei}}{\text{kW}}\right).$$

Investiţia specifică pe hidrocentru:

$$i_m = \frac{\Sigma J}{\Sigma P_i}.$$

Preţul de cost al energiei:

$$p_h = \frac{A}{E} = a\frac{J}{E} = a\frac{i}{T_0} \quad \left(\frac{\text{lei}}{\text{kWh}}\right).$$

Preţul de cost pe hidrocentru:

$$p_m = \frac{\Sigma A}{\Sigma E}.$$

Preţul energiei de bază:

$$p_b = \frac{A_b}{E_b}.$$

Preţul energiei de vîrf:

$$p_a = \frac{A_a}{E_a}.$$

Indicele comparaţiei cu energia termoelectrică:

$$\varkappa = \frac{p_h}{p_t} = \frac{a_h \dfrac{i_h}{T_{0h}}}{a_t \dfrac{i_t}{T_{0t}} + p_c c}.$$

S-au notat aici cu: $T_{0h} = \frac{E_h}{P_i}$ şi $T_{0t} = \frac{E_t}{P_i}$ — ore de utilizare hidro — şi termo, $a_h = 0{,}035 - 0{,}06$

şi a_t = 0,07 — 0,10 — coeficientul cheltuielilor anuale hidro—respectiv termoelectric, $i_h=\frac{I_h}{P_i}$; $i_t=\frac{I_t}{P_t}$ —investiţiile specifice— hidro şi termo, p_c=0,000012—0,000025 lei/kcal la centrala termoelectrică şi c=3 900—4 300=f (T_0) kcal/kWh consumul specific al centralelor termoelectrice de diferite mărimi.

In fig. 7-*a* este reprezentat calculul retenţiunii zilnice şi în fig. 7-*b* cea anuală. Se mai arată, în legătură cu indicii precedenţi, în fig. 8-*a*—atenuarea undei de viitură, în fig. 8-*b* —comparaţia preţului de cost al energiei hidro—şi termoelectrice şi a indicelui $\varkappa$, iar în fig. 8-*c*, *d*—explicaţia aplicării indicilor de exploatare a debitelor la uzinele pe firul apei, respectiv la cele cu acumulare.

Exemple. In tabela 3 se arată indicii pentru uzinele Sadu V şi Sebeş III.

V. Indicii barajelor

Barajele se construiesc de diferite tipuri şi din diferite materiale. Barajele fixe sînt de tipurile: dig de pămînt, dig de anrocamente, baraj de zidărie uscată, baraj mixt, baraj de greutate din beton, idem de greutate în arc, baraj în arc pur, baraje cu pile şi plăci, cu arce multiple, baraje evidate, cupolă, etc. Barajele mobile, numite „stăvilare", se compun din infrastructura de zidărie şi beton şi din suprastructură compusă din stavilele propriu—zise (plane, clapete, sector, segment, cilindrice, etc.).

In ce priveşte calculele economice şi comparaţiile între diferitele variante ale unui baraj, este util a se transforma, după măsurătoare, toate cantităţile în „echivalentul de beton convenţional" (V_b). Pentru evidenţa cantităţilor de lucrări se indică separat volumele de săpături (V_s), derocări (V_d), zidării (V_z), tonajul de oţel, respectiv metale neferoase (G), etc. Pentru definirea indicilor se mai definesc:

V_u, V_m, V_f, V_p—volumul util, mort, rezerva de fier, de protecţie în lac;
s (m²) —suprafaţa lacului;
k_g —numărul golirilor lacului (k_g V_u, m³/an);
ΣH —suma căderilor uzinelor aval de baraj;
H_{mx}; η_{mx} —căderea şi randamentul, medii, ale unei uzine x din aval;
$\lambda = B/H$ —parametrul grosimii barajului, cu B grosimea la bază, cu H înălţimea totală şi L—lungimea la coronament;
G (kg) —greutatea unui panou de stavilă de înălţimea H şi deschiderea L metri între pile;

Tabela 3

Indicii uzinelor individuale

Indici	Sebeş III	Sadu V
Q_i (m³/s)	21,0	5,0
Q_m (m³/s)	11,2	2,7
P_i (kW)	53 000	15 400
P_m (kW)	28 700	8 300
$E\left(\text{mil}\,\frac{\text{kWh}}{\text{an}}\right)$	251,5	72,7
V_u (mil m³)	21,29	5,63
V_m+V_f (mil m³)	1,90	0,40
V_p (mil m³)	2,53	0,95
ΣV_u (mil m³) lacuri amonte	125,0	31,0
H (m)	329	385
H_m (medie)	314,6	370
R (mil m³)	83,1	21,0
$Q_{0,1}^{max}/Q_{1\%}^{max}$	865/700	281/227
$\alpha_a=\frac{V_u}{V_{an}}$	0,0602	0,066
$\alpha_z=\frac{V_u}{V_z}$	21,9	24,2
$\alpha_R=\frac{V_u}{R}$	0,256	0,268
$v_{Qm}=V_u/Q_m$	1 900 000	2 085 000
$v_{Qi}=V_u/Q_i$	1 014 000	1 125 000
$v_P=V_u/P_i$	401,5	366
$v_E=V_u/E$	0,0846	0,0774
v_{Qmt}	11 160 000	11 470 000
v_{Qit} inclusiv	5 950 000	6 200 000
v_{Pt} lacuri amonte	2360	2 010
v_{Et}	0,497	0,426
$\alpha_p=V_p/V_{an}$	0,00717	0,0112
$\alpha_{at}=Q_a/Q_{0,1}^{max}$	0,625	0,890
$k_p=V_p/\int\limits_{max} Q\,dt$	0,283	0,211
α_{pt} inclusiv	0,030	0,0235
k_{pt} lacuri amonte	1,18	0,06
$s_Q=\frac{1}{T\,Q_m}\int_0^T Q_c\,dt$	0,97	0,89
$k_i=Q_i/Q_m$	1,875	1,850
$k_{iP}=P_i/P_m$	1,845	1,860
$i=J/P_i$	8 840	15 580
$i_m=\Sigma J/\Sigma P_i$	8 060	10 600
$p_h=A/E\left(\frac{\text{lei}}{\text{kWh}}\right)$	0,093	0,165
p_b/p_a	0,0806/0,168	0,095/0,19
$T_0=E/P_i$	4740	4720
$\varkappa=p_h/p_t$	0,40	0,71

J_b (lei) — investiţia totală în baraj, inclusiv echipamentele;
$A_b = aJ_b$(lei/an) — cheltuielile anuale ($a = 0{,}025$-$0{,}035$);
J_s — investiţia la n — stavile;
$J_i = J_b - J_s$ — infrastructura;
H_b şi H_a — căderea dată de baraj, respectiv de aducţie;
J_m, J_M, J_u, J_r — investiţii parţiale: manoperă, materiale, utilaje, regie.

Cu aceste notaţii şi pe baza fig. 9 şi 10, se definesc indicii barajelor :

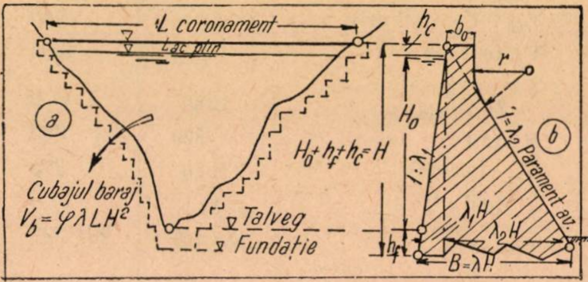

L coronament
Lac plin
ⓐ
Cubajul baraj
$V_b = \varphi \lambda L H^2$
Talveg
Fundaţie
h_c
b_0
r
H_0
$H_0 + h_f + h_c = H$
$1:\lambda_1$
$1 = \lambda_2$
Parament av.
ⓑ
$\lambda_1 H$
$\lambda_2 H$
h_f
$B = \lambda H$

Fig. 9. Schema unui baraj

Indicii eficacităţii acumulării:

$$a_b = \frac{V_u}{V_b} \left(\frac{\text{m}^3 \text{ apă}}{\text{m}^3 \text{ bet.}}\right); \quad a_H = a_b \, \Sigma H.$$

Indicele energiei specifice acumulate: (kWh/an/m³ beton)

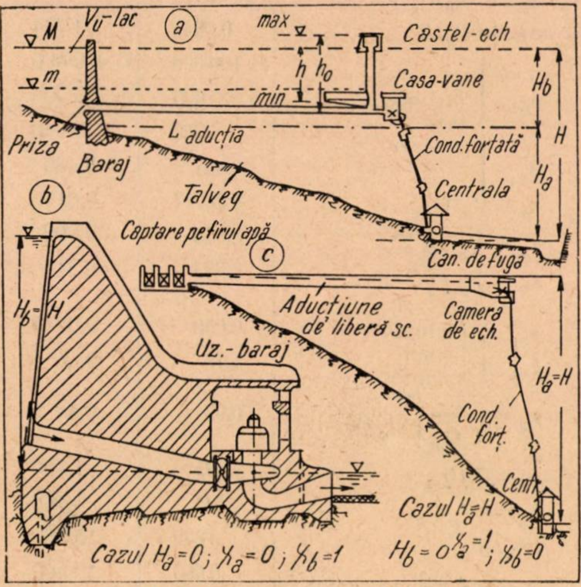

ⓐ
M
m
V_u-lac
max
min
h
h_0
Castel-ech
Casa-vane
H_b
H
H_a
L aducţia
Priza
Baraj
Cond. forţată
Centrala
Talveg
Can. de fugă
ⓑ
Captare pe firul apă
ⓒ
$H_b = H$
Aducţiune de liberă sc.
Camera de ech.
Uz.-baraj
$H_a = H$
Cond. forţ.
Centr.
Cazul $H_a = H$
Cazul $H_a = 0$; $\chi_a = 0$; $\chi_b = 1$
$H_b = 0$ $\chi_a = 1$; $\chi_b = 0$

Fig. 10. Scheme de uzine hidroelectrice

$$e_b = 0{,}002725 \, k_g \frac{V_u}{V_b} \sum_{x=1}^{n} (H_{mx} \, \eta_{mx}).$$

Indicii capacităţii lacului: ($V_{max} = V_m + V_f + V_u + V_p$)

$$k_{vu} = \frac{V_u}{V_{max}}; \quad k_{mf} = \frac{V_m + V_f}{V_{max}}; \quad k_p = \frac{V_p}{V_{max}}.$$

Adîncimea redusă a lacului:

$$h_s = \frac{1}{s} V_{max} \text{ (m)}.$$

Indicele de formă:

$$\varphi = \frac{V_b}{\lambda L H^2}.$$

Indicele greutăţii unui panou de stavilă:

$$k_G = \frac{G}{H^2 L^2} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^4}\right).$$

Investiţii specifice:

$$i_b = \frac{J_b}{V_b} \left(\frac{\text{lei}}{\text{m}^3}\right); \quad i_a = \frac{J_b}{V_u} \left(\frac{\text{lei bar.}}{\text{m}^3 \text{ apă}}\right); \quad i_{P_i} = \frac{J_b}{P_i} \left(\frac{\text{lei}}{\text{kW}}\right).$$

Preţul de cost al apei acumulate:

$$p_{ap} = \frac{A_b}{k_g V_u} = a \frac{i_a}{k_g} \left(\frac{\text{lei}}{\text{m}^3 \text{ apă}}\right) = \frac{a i_b}{k_g a_b}$$

Indicii investiţiilor în stavile:

$$\varkappa_s = \frac{J_s}{J_b} = 1 - \frac{J_i}{J_b}; \quad \varkappa_i = 1 - \frac{J_s}{J_b};$$

Indicii căderilor:

$$\chi_b = \frac{H_b}{H} = 1 - \frac{H_a}{H}; \quad \chi_a = 1 - \frac{H_b}{H}.$$

Indicii compunerii investiţiilor cu $J_b = J_m + J_M + J_u + J_r$:

$$k_m = \frac{J_m}{J_b}; \quad k_M = \frac{J_M}{J_b};$$

$$k_u = \frac{J_u}{J_b}; \quad k_r = \frac{J_r}{J_b}.$$

Exemple. In tabela 4 se dau indicii pentru 6 baraje, dintre care sînt: de greutate Dobreşti, Bicaz, evidat Sebeş II, în arc Sadu V şi Sebeş III şi de anrocamente Văliugul nou.

VI. Indicii aducţiilor, castelelor şi conductelor forţate

a) *Aducţii şi derivaţii.* Aducţiile uzinelor hidroelectrice sînt toate canalizaţiile principale şi secundare de la baraje pînă la castelele de echilibru, care în cazul derivării apelor din alte bazine se numesc ,,derivaţii".

Dacă apa este adusă sub presiune, la baraje mijlocii şi mari, avem aducţii închise prin conducte de beton armat, lemn armat sau oţel, respectiv prin galerii sub presiune sau galerii blindate la presiuni foarte mari. In aceste cazuri aducţiile se termină la castelul de

Indicii barajelor *Tabela 4*

Indici	Bicaz	Sebeş II	Sebeş III	Văliug	Sadu V	Dobreşti
$a_b = V_u/V_b$	720	560	260	138	163	220
$a_H = a_b \Sigma H$	298 000	672 000	141 000	46 700	77 000	141 000
$i_b = J_b/V_b$	670	850	1050	780	1 160	690
$p_{ap} = \frac{0{,}04}{k_g} \frac{i_b}{a_b}$	0,060	0,067	0,09	0,14	0,168	0,052
$k_{vu} = V_u/V_{max}$	0,86	0,90	0,827	0,91	0,904	0,95
$\varphi = \frac{V_b}{\lambda H^2 L}$	0,291	0,200	0,335	0,28 ehiv. bet.	0,234	0,32

Indici speciali Sebeş III (baraj în arc)

$$e_b = 0{,}002725\ k_g \frac{V_u}{V_b} \sum_{1}^{n} (H_{mx}\ \eta_{mx}) = 539$$

$$k_{mf} = \frac{V_m + V_f}{V_{max}} = 0{,}074$$

$$k_p = V_p / V_{max} = 0{,}0984$$

$$h_s = V_{max}/s = 30{,}1$$

$$i_a = J_b/V_u \text{ (lei/m}^3 \text{ lac)} = 4{,}05$$

$$i_{Pi} = J_b / P_i \left(\frac{\text{lei baraj}}{\text{kW - inst.}}\right) = 1625$$

$$\chi_b = H_b / H = 0{,}182$$

$$\chi_a = H_a / H = 1 - \chi_b = 0{,}818$$

$$k_m = J_m / J_b = 0{,}209$$

$$k_M = J_M / J_b = 0{,}336$$

$$k_u + k_r = \frac{J_u + J_r}{J_b} = 0{,}455$$

$k_g = 1{,}8$ goliri/an cu $\eta_{mx} = 0{,}78$

$a_H = 533\,000$ la 7 uz cu $\Sigma H = 1\,110$ m

$V_{max} = V_m + V_f + V_u + V_p = 25\,722\,000$ m³

$s = 855\,000$ m² (lac)

$J_b = 86\,200\,000$ lei/baraj cu instalaţii

$V_u = 21\,288\,000$ m³ utili

$P_i = 53\,000$ kW

$V_b = 82\,000$ m³ beton

$H_b = 60$ m

$H_a = H - H_b = 269$ m

$J_b / J_{uz} = 0{,}184$ (barajul 18,4% din investiţia totală)

echilibru (fig. 10, 11-*a b*). Aducţiile de liberă scurgere, la captări pe firul apei, cu stăvilare sau baraje foarte mici, au secţiuni de canale dreptunghice, triunghiulare, semicirculare, parabolice, circulare dar cu nivel liber (conducte sau galerii de liberă scurgere). Ca materiale se folosesc: pămînt, zidării, betoane, betoane armate, lemn, oţel, mai rar eternit.

Pentru definirea indicilor, pe lîngă notaţiile din fig. 10 şi 11, mai avem:

L	— lungimea aducţiei;
H	— căderea uzinei;
	— coeficienţii pierderilor de sarcină locale;
C şi λ	— idem pentru pierderile liniare la canale, respectiv aducţii sub presiune;
Q_i, v_i	— debitul şi viteza instalată;
V_b, V_s, V_l, V_d	— cubaje de: betoane (sau echivalente), săpături, lemnării, derocări;
J_a	— investiţii în aducţii, cu secţiunea muiată s_i m².

Randamentul hidraulic al aducţiei de liberă scurgere:

$$\eta_{hi} = 1 - \frac{v_i^2}{H} \left(\frac{L}{C^2 R} + \Sigma \zeta\right);$$

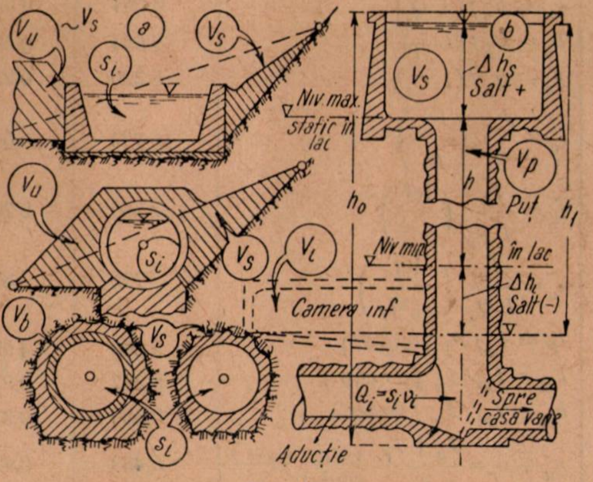


Fig. 11.

a — secţiuni caracteristice prin aducţiuni ; b — castel de apă idem sub presiune la Q_i şi diametrul D:

$$\eta_{hi}=1-0{,}0826\ Q_i^2\left(\frac{\lambda L}{D^5}+\frac{\Sigma\zeta}{D^4}\right);$$

Coeficienţii volumelor de lucrări:

$$k_s=\frac{V_s}{L\,s_i};\qquad k_b=\frac{V_b}{L\,s_i};$$

$$k_l=\frac{V_l}{L\,s_i};\qquad k_o=\frac{G}{L\,s_i};$$

$$k_s'=\frac{V_s}{L\,Q_i};\qquad k_b'=\frac{V_b}{L\,Q_i};$$

$$k_l'=\frac{V_l}{L\,Q_i};\qquad k_o'=\frac{G}{L\,Q_i}.$$

Indicii investiţiilor:

$$i_a=\frac{J_a}{L}\left(\frac{\text{lei}}{\text{ml}}\right);\qquad i_a'=\frac{J_a}{L\,s_i}=\frac{i_a}{s_i}\left(\frac{\text{lei}}{\text{m}^3}\right);$$

$$i_a''=\frac{J_a}{L\,Q_i}=\frac{J_a}{L\,s_i\,v_i}=\frac{i_a'}{v_i}\left(\frac{\text{lei}}{\text{m}^4/\text{s}}\right);$$

$$i_{aP}=\frac{J_a}{P_i}\left(\frac{\text{lei}}{\text{kW-inst.}}\right).$$

Exemple. În tabela 5 se arată indicii galeriilor sub presiune pentru uzinele hidroelectrice Gureni şi Sebeş III.

Tabela 5

Indicii galeriilor

Galeria	Sebeş III	Gureni
Q_i (m³/s)	21	26
P_i (kW)	53 000	20 000
L (m)	8 445	3 950
D (m)	3,0	3,6
$\eta_{hi}=0{,}0826\ Q_i^2\left(\frac{\lambda L}{D^5}+\frac{\Sigma\zeta}{D^4}\right)$	0,944	0,946
$k_s=V_s/(L\,s_i)$	1,675	1,612
$k_s'=V_s/(L\,Q_i)$	0,564	0,632
$k_b=V_b/(L\,s_i)$	0,654	0,583
$k_b'=V_b/(L\,Q_i)$	0,220	0,228
$i_a=\frac{J_a}{L}\left(\frac{\text{lei}}{\text{m}}\right)$	16 700	23 050
$i_a'=\frac{J_a}{L\,s_i}\left(\frac{\text{lei}}{\text{m}^3}\right)$	2 360	2 260
$i_a''=\frac{J_a}{L\,Q_i}\left(\frac{\text{lei}}{\text{m}^4/\text{s}}\right)$	795	886
$i_P=J_a/P_i$ (lei/kW)	2 660	4 550
$k_m=J_m/J_a$ (manop.)	0,227	0,278
$k_M=J_M/J_a$ (mater.)	0,340	0 310
$k_u+k_r=\frac{J_u+J_r}{J_a}$ (util., şant., regie)	0,433	0,412

b) *Castele de echilibru.* La capătul aval al aducţiilor cu presiune se instalează castele de echilibru, pentru: limitarea saltului hidraulic, amortizarea oscilaţiilor, crearea unei rezerve de apă la pornirea turbinelor, cînd nivelul în lac este minim şi ca organe de racord (fig. 10 şi 11-*b*) pentru care se definesc indicii de mai jos.

Indici geometrici:

$$\chi_0=\frac{h_0}{h};\qquad \chi_1=\frac{h_1}{h}=\frac{h_1}{h_0}\,\chi_0.$$

Indicii saltului:

$$\sigma_s=\frac{\Delta h_s}{L\,s_i\,v_i^2};\qquad \sigma_i=\frac{\Delta h_i}{L\,s_i\,v_i^2}\left(\frac{\text{s}^2}{\text{m}^4}\right),$$

Indici volumetrici:

$$v_s=\frac{V_s}{h};\qquad v_{s_1}=\frac{V_s}{h_1};$$

$$v_p=\frac{V_p}{h};\qquad v_i'=\frac{V_i}{h};\qquad v_t=\frac{V_t}{L\,s_i\,v_i^2};$$

$$v_{i_1}=\frac{V_i}{h_1};\qquad v_t=\frac{V_t}{h};\qquad v_t'=\frac{V_t}{\Sigma(L\,s_i)}.$$

Indici constructivi:

$$b=\frac{V_b}{V_t};\qquad d=\frac{V_d}{V_t};$$

Indici economici (J_c—investiţia în castel):

$$i_0=\frac{J_c}{h_0};\qquad i_1=\frac{J_c}{h_1}\left(\frac{\text{lei}}{\text{m}}\right).$$

$$i_v=\frac{J_c}{V_t}\left(\frac{\text{lei}}{\text{m}^3}\right);\quad i_h=\frac{J_c}{h}\left(\frac{\text{lei}}{\text{m}}\right);\quad i_{Pi}=\frac{J_c}{P_i}\left(\frac{\text{lei}}{\text{kW}}\right).$$

S-a notat capacitatea interioară totală $V_t=V_s+V_i+V_p+\Delta V$ (m³), conform notaţiilor din fig. 11-*b*. Se menţionează că la indicele σ_s (saltul în camera superioară şi σ_i în cea inferioară) s-au raportat salturile Δh la $L s_i v_i^2$. care este proporţională cu energia cinetică din întreaga aducţie de lungimea L, secţiunea s_i şi viteza maximă v_i.

Exemplu. În tabela 6 se arată indicii castelului Sebeş III, de tipul semiaerian.

c) *Camere de echilibru.* La aducţii de liberă scurgere rolul castelului de apă este preluat de camera de echilibru, care amortizează oscilaţiile nivelului liber al apei, creează rezerva de apă minimă necesară la porniri ca şi organul de deversare şi de colectare a mai multor aducţii.

Notînd cu:

V_c —capacitatea camerei, în m³;
J_c —investiţia;
V_a, V_d, V_b—volumul săpăturilor, derocărilor, respectiv al betoanelor,

Tabela 6

Indicii castelului semiaerian Sebeş III

$\chi_o = h_o/h$	=	1,58
$\chi_1 = h_1 / h$	=	1,38
$\sigma_s = \frac{\Delta h_s}{L s_i v_i^2}$	=	0,0000152
$\sigma_i = \frac{\Delta h_i}{L s_i v_i^2}$	=	0,0000228
$v_s = V_s / h$	=	46,2
$v_{s1} = V_s / h_1$	=	33,4
$v_P = V_p / h$	=	12,0
$v'_i = V_i / h$	=	61,0
$v_{i1} = V_i / h_1$	=	44,1
$v_t = V_t / h$	=	92,3
$v'_t = \frac{V_t}{L s_i}$	=	0,0804
$b = V_b/V_t$	=	0,584
$d = V_d / V_t$	=	1,208
$i_0 = \frac{J_c}{h_0}$ (lei/ml)	=	65 800
$i_1 = J_c / h_1$	=	75 000
$i_h = J_c / h$	=	104 000
$i_v = J_c / V_t \left(\frac{\text{lei}}{\text{m}^3}\right)$	=	1 125
$i_P = J_c / P_i \left(\frac{\text{lei castel}}{\text{kW-inst}}\right)$	=	102
$v_t = \frac{V_t}{L s_i v_i^2}$	=	0,1913
$k_m = J_m / J_c$	=	0,32
$k_M = J_M / J_c$	=	0,41
$k_u + k_r = \frac{J_u + J_r}{J_c}$	=	0,27

pot fi definiţi următorii indici:

Indici volumetrici:

$$v_c = \frac{V_c}{L s_i v_i^2} \left(\frac{\text{s}^2}{\text{m}^2}\right); \quad k = \frac{V_c}{L s_i}; \quad k_Q = \frac{V_c}{Q_i};$$

$$b = \frac{V_b}{V_c}; \quad d = \frac{V_d}{V_c}; \quad \sigma = \frac{V_\sigma}{V_c}.$$

Indici economici:

$$i = \frac{J_c}{V_c} \left(\frac{\text{lei}}{\text{m}^3}\right); \quad k_m = \frac{J_m}{J_c}; \quad k_M = \frac{J_M}{J_c};$$

$$k_u = \frac{J_u}{J_c}; \quad k_r = \frac{J_r}{J_c}, \text{ fiind } J_c = J_m + J_M + J_u + J_r.$$

d) *Conducte forţate*. In aval de castelul de apă se instalează casa vanelor de la care se trasează conductele forţate spre centrală. Conductele sînt de la caz la caz: mono — sau multifilare, din: oţel, beton armat sau sînt înlocuite cu o singură galerie blindată cu tolă. Se folosesc următoarele notaţii:

D — diametrul unei conducte;
L — lungimea ei ;
m — numărul firelor (conductelor);
H — căderea în lungul conductei;
$\left(\frac{Q_m}{m}\right)^3$ — debitul cubic per conductă;
G (kg) — greutatea conductei, cu echipamentele ei;
V_b şi V_s — volume de betoane, respectiv a săpăturilor şi derocărilor.

Indicele diametrului economic:

$$k_D = D \sqrt[7]{\frac{H m^3}{Q_m^3}}.$$

Indicii greutăţii:

$$g_m = \frac{G}{L} \left(\frac{\text{kg}}{\text{ml}}\right); \quad g_{1\,cond} = \frac{G}{mL}.$$

Indicii constructivi:

$$v_b = \frac{V_b}{L}; \quad v_s = \frac{V_s}{L} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{m traseu}}\right); \quad k_b = \frac{V_b}{m \frac{\pi}{4} D^2 L};$$

$$k_s = \frac{V_s}{m \frac{\pi}{4} D^2 L}; \quad k'_b = \frac{V_b}{L Q_i}; \quad k'_s = \frac{V_s}{L Q_i} \left(\frac{\text{s}}{\text{m}}\right).$$

Investiţii unitare:

$$i = \frac{J}{m \frac{\pi}{4} D^2 L} \left(\frac{\text{lei}}{\text{m}^3}\right); \quad i' = \frac{J}{L} \left(\frac{\text{lei}}{\text{ml}}\right); \quad i'' = \frac{J}{mL}.$$

Exemple. Galeria blindată pentru una din uzinele hidroelectrice se arată în tabela 7.

e) *Casa vanelor*. La capătul amonte al conductelor forţate se instalează casa vanelor, care cuprinde: m—vane fluture (cîte una de fiecare conductă), m — vane de închidere lentă şi etanşă, m—ventuze şi conducte bypas.

Se notează cu:

G_v — greutatea tuturor echipamentelor hidromecanice;
p — presiunea în at, m—fire;
V_b, V_s — volume de betoane, respectiv de săpături-derocări;
J_v, J_c — investiţii în vane - echipamente şi construcţie;
J — investiţia în conductele forţate;
A (m²) — suprafaţa şi V (m³) — volumul clădit.

Tabela 7

Indicii conductei forțate (gal. blindată) Sebeș III

$D = 3$ m cu m $= 1$ gal.

$L = 365$ m

$$k_D = D \sqrt[7]{H/Q_m^3} = 4{,}29$$

$$g_m = g_1 = \frac{G}{m\,L} = 1\,180\ (\mathrm{kg}/\mathrm{ml})$$

$$v_b = V_b/L = 8{,}22\ \left(\frac{\mathrm{m^3/bet}}{\mathrm{ml}}\right)$$

$$v_s = V_s/L = 13{,}7\ \left(\frac{\mathrm{m^3\ deroc}}{\mathrm{ml}}\right)$$

$$k_b = \frac{V_b}{m\,\frac{\pi}{4}D^2 L} = 1{,}16$$

$$k_b' = \frac{V_b}{L\,Q_i} = 0{,}391$$

$$k_s = \frac{V_s}{m\,\frac{\pi}{4}D^2 L} = 1{,}94$$

$$k_s' = \frac{V_s}{L\,Q_i} = 0{,}652$$

$$i = \frac{J}{m\,\frac{\pi}{4}D^2 L} = 4\,650\ (\mathrm{lei}/\mathrm{m^3})$$

$$i' = i'' = \frac{J}{m\,L} = 32\,900\ (\mathrm{lei}/\mathrm{ml})$$

Cu aceste notații se definesc indicii casei vanelor.

Greutăți unitare:

$$g_v = \frac{G_v}{Q_i}\left(\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m^3/s}}\right);\ g_D = \frac{G_v}{m\,D^2}\left(\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m^2}}\right);\ g_P = \frac{G_v\,p}{m\,D^2}\left(\frac{\mathrm{kg.\,at}}{\mathrm{m^2}}\right);$$

$$i_v = \frac{J_v}{Q_i}\left(\frac{\mathrm{lei}}{\mathrm{m^3/s}}\right);\quad i_v' = \frac{J_v}{m\,D^2}\left(\frac{\mathrm{lei}}{\mathrm{m^2}}\right);\quad i_v'' = \frac{J_v}{P_i}\left(\frac{\mathrm{lei}}{\mathrm{kW}}\right).$$

Indicii investițiilor:

$$i_c = \frac{J_c}{Q_i};\quad i_c' = \frac{J_c}{m\,D^2};\quad i_c'' = \frac{J_c}{P_i};$$

$$i_A = \frac{J_v + J_c}{A}\left(\frac{\mathrm{lei}}{\mathrm{m^2}}\right);\quad i_V = \frac{J_v + J_c}{V}\left(\frac{\mathrm{lei}}{\mathrm{m^3}}\right);$$

$$i_P = \frac{J + J_v + J_c}{P_i}\left(\frac{\text{lei cond. f + vane și casă}}{\text{kW — instalat}}\right).$$

VII. Indicii centralei și ai echipamentelor electromecanice

a) *Clădirea centralei.* Se notează:

A (m²) — aria clădită;
A_m — sala mașinilor;
V (m³) — volumul clădit;
V_{ba} — cubajul betoanelor și beton armat
V_z — cubajul zidăriilor;
J_c — investiția întregii clădiri.

Indici constructivi:

$$a = \frac{A}{P_i}\left(\frac{\mathrm{m^2}}{\mathrm{kW}}\right);\qquad a_m = \frac{A_m}{P_i};$$

$$v = \frac{V}{P_i}\left(\frac{\mathrm{m^3}}{\mathrm{kW}}\right);\qquad v_m = \frac{V_m}{P_i};$$

$$v_{ba} = \frac{V_{ba}}{V};\qquad v_z = \frac{V_z}{V};$$

$$k_b = \frac{V_{ba}}{A}\left(\frac{\mathrm{m^3}}{\mathrm{m^2}}\right);\qquad k_z = \frac{V_z}{A};\qquad k_v = \frac{V}{A}.$$

Indici economici:

$$i_A = \frac{J_c}{A}\left(\frac{\mathrm{lei}}{\mathrm{m^2}}\right);\quad i_v = \frac{J_c}{V}\left(\frac{\mathrm{lei}}{\mathrm{m^3}}\right);\quad i_P = \frac{J_c}{P_i}\left(\frac{\mathrm{lei}}{\mathrm{kW}}\right).$$

Exemplu. In tabela 8 se dau indicii clădirii centralei Sebeș III.

Tabela 8

Indicii clădirii centralei Sebeș III (subterană)

$$a = A/P_i = 0{,}0155\ (\mathrm{m^2/kW})$$

$$a_m = A_m/P_i = 0{,}0113\ (\mathrm{m^2/kW})$$

$$v = V/P_i = 0{,}339\ (\mathrm{m^3/kW})$$

$$v_m = V_m/P_i = 0{,}282\ (\mathrm{m^3/kW})$$

$$v_{ba} = V_{ba}/V = 0{,}256$$

$$v_z = V_z/V = 0{,}267$$

$$k_{ba} = V_{ba}/A = 5{,}61\ \left(\frac{\mathrm{m^3\ bet.\ a.}}{\mathrm{m^2\ cl\check{a}dit}}\right)$$

$$k_{za} = V_z/A = 5{,}85\ \left(\frac{\mathrm{m^3\ zid.}}{\mathrm{m^2\ cl\check{a}dit}}\right)$$

$$k_{va} = V/A = 21{,}95\ \left(\frac{\mathrm{m^3\ cl\check{a}dit}}{\mathrm{m^2\ cl\check{a}dit}}\right)$$

$$i_A = J_c/A = 34\,150\ (\mathrm{lei/m^2})$$

$$i_v = J_c/V = 1\,555\ (\mathrm{lei/m^3})$$

$$i_P = J_c/P_i = 528\ (\mathrm{lei/kW})$$

b) *Turbine și echipamente hidromecanice*
Se notează cu:

G (kg) — greut. totală $G = G_t + G_v + G_r + G_i$;
G_t — greutatea turbinelor;
G_v — greutatea vanelor;
G_r — greutatea regulatoarelor;
G_i — greutatea altor instalații;
m — numărul turbinelor;
J — investiții, cu aceiași indici.

Indicii greutăților:

$$k_G = \frac{G}{m}\left(\frac{m}{P_i}\right)^{0{,}875} H^{0{,}525};\quad k_P = \frac{G}{P_i}\left(\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{kW}}\right);$$

$$g_t=\frac{G_t}{G};\quad g_v=\frac{G_v}{G};\quad g_r=\frac{G_r}{G};\quad g_i=\frac{G_i}{G}.$$

Indici economici:

$$i=\frac{J}{P_i}\left(\frac{\text{lei}}{\text{kW}}\right);\quad i_G=\frac{J}{G}\left(\frac{\text{lei}}{\text{kg}}\right);\quad i_t=\frac{J_t}{G_t}\left(\frac{\text{lei}}{\text{kg}}\right);$$

$$i_v=\frac{J_v}{G_v}\left(\frac{\text{lei}}{\text{kg}}\right);\quad i_r=\frac{J_r}{G_r};\quad i_i=\frac{J_i}{G_i};$$

$$k_t=\frac{J_t}{J};\quad k_v=\frac{J_v}{J};\quad k_r=\frac{J_r}{J};\quad k_i=\frac{J_i}{J}.$$

Indici pentru montaje:

$$m_t=\frac{J_{mt}}{J_t};\quad m_v=\frac{J_{mv}}{J_v};\quad m_r=\frac{J_{mr}}{J_r};\quad m_i=\frac{J_{mi}}{J_i}.$$

I_m—este costul montajelor, la turbine (t), vane (v), regulatoare (r), alte instalaţii hidromecanice. (i).

Exemplu. In tabela 9 sînt calculaţi indicii turbinelor şi ai echipamentelor hidromecanice ale centralei Sebeş III.

c) *Echipamente electrice.* Notînd indicii g pentru generatoare, e pentru tablouri, aparataje şi alte instalaţii electrice, se obţin indicii :

Indicele greutăţii generatoarelor:

$$k_g=\frac{G_g}{P_i}\left(\frac{\text{kg}}{\text{kW}}\right).$$

Indici economici:

$$i_g=\frac{J_g}{P_i}\left(\frac{\text{lei}}{\text{kW}}\right);\quad i_e=\frac{J_e}{P_i}\left(\frac{\text{lei}}{\text{kW}}\right);$$

$$i'=\frac{J_g}{G_g}\left(\frac{\text{lei}}{\text{kg}}\right);\quad k_e=\frac{J_e}{J_g+J_e}.$$

Exemplu. In tabela 10 se dau indicii echipamentelor electrice din centrala Sebeş III.

In afară de indicii trataţi în acest articol, mai sînt alţi indici speciali, ca şi indicii pentru construcţii şi echipamente excepţionale, a căror tratare ar depăşi cadrul lucrării.

Tabela 9

Indicii turbinelor şi ai echipamentelor hidromecanice Sebeş III (2 grupuri)

$$k_G=\frac{G}{m}\left(\frac{m}{P_i}\right)^{0,875} H^{0,525}=636$$

$$k_P=G\,/\,P_i=8,49\left(\frac{\text{kg}}{\text{kW}}\right)$$

$$i=J\,/\,P_i=453\left(\frac{\text{lei}}{\text{kW}}\right)$$

$$i_G=J\,/\,G=53,3\left(\frac{\text{lei}}{\text{kg}}\right)$$

$$k_t=J_t\,/\,J\ (\text{turb})=0,625$$

$$k_v=J_v\,/\,J\ (\text{vane})=0,115$$

$$k_r=J_r\,/\,J\ (\text{regul})=0,135$$

$$k_i=J_i\,/\,J\ (\text{instal})=0,125$$

$$m_t=J_{mt}\,/\,J_t=0,18$$

$$m_v=J_{mv}\,/\,J_v=0,11$$

$$m_r=J_{mr}\,/\,J_r=0,15$$

$$m_i=J_{mi}\,/\,J_i=0,12$$

Tabela 10

Indicii echipamentelor electrice Sebeş III

$$k_g=\frac{620\,000}{53\,000}=11,7\quad(\text{kg}/\text{kW})$$

$$i_g=\frac{26\,000\,000}{53\,000}=490\quad(\text{lei}/\text{kW})$$

$$i_e=\frac{14\,300\,000}{53\,000}=270\quad(\text{lei}/\text{kW})$$

$$i'=\frac{26\,000\,000}{620\,000}=41,9\quad(\text{lei}/\text{kg})$$

$$k_e=\frac{14\,300\,000}{(26+14,3)\,10^6}=0,355$$

$i_{centr}=1\,741\left(\frac{\text{lei}}{\text{kW}}\right)$ centrala+echip. electromecanice, total

★

NOTA. — Din cauza cadrului restrîns al articolului am fost nevoiţi a diminua textul explicativ pentru a rezerva locul necesar definiţiilor matematice ale indicilor. Dintre formule o bună parte sînt cunoscute în hidrotehnică. Formulele noi au fost deduse din ecuaţii de bază şi numai cîteva, din domeniul hidrografiei, sînt deduse din statistica matematică. In cadrul exemplificărilor s-au dat cifrele din proiecte tehnice întocmite de autor. Investiţiile s-au luat la uzinele terminate din devizele proiectelor de execuţie, iar la celelalte din proiectele tehnice, pe baza preţurilor unitare, analizate aşa cum prescriu dispoziţiile legale în vigoare. Dezvoltarea mai amplă a problemei indicilor se va putea face în cadrul unei publicaţii separate, sub forma unei monografii a hidroelectrificării.

Calculul distanțelor de protecție sanitară la captările cu puțuri, alimentate prin infiltrație din rîu

Conf. ing. **P. Trofin**

În continuarea articolului „Calculul distanțelor de protecție sanitară la captările prin puțuri" de conf. ing. D. Cioc se publică acest articol, care extinde problema determinării mărimii perimetrului de regim sever al zonelor de protecție sanitară, pentru captările de apă subterană și la captările cu puțuri, executate în terasele aluvionare ale rîurilor, stratul de apă subterană fiind alimentat prin infiltrație din rîu.

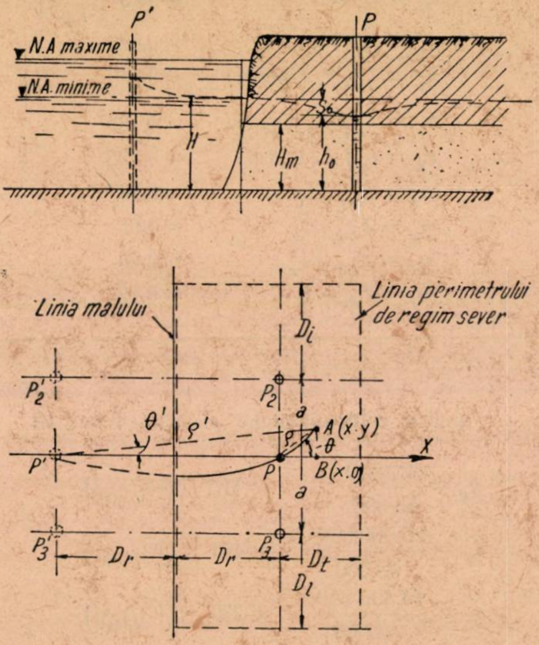


Fig. 1

Procedeul pentru stabilirea mărimii perimetrului de regim sever al zonei de protecție sanitară se bazează pe principiul că apa subterană trebuie să parcurgă drumul de la limita acestui perimetru pînă la puțurile de captare, într-un timp determinat *T*, în care se admite că toate microorganismele aflate în apă sînt distruse, prin diferite procese biochimice. Legile sanitare, astăzi în vigoare, stabilesc acest timp la minimum 30 de zile.

Pentru captările de apă cu puțuri alimentate prin infiltrație din rîu, zona de protecție sanitară va avea, în general, forma dreptunghiulară și va fi limitată spre rîu la linia malului, iar linia puțurilor va fi așezată la distanța de protecție D_r de la malul rîului; de asemenea, limita spre terasă va fi fixată la distanța de protecție D_t față de linia captării, iar limitele laterale, la distanța de protecție D_l față de extremitățile captării (fig. 1).

1. Ipoteze de calcul și metode de rezolvare

În dezvoltările care urmează, se admite că mișcarea apei către puțuri se face în regim laminar și potrivit legii lui Darcy, ceea ce corespunde realității pînă la o mică depărtare de peretele puțului; această zonă din imediata vecinătate a puțului, în care mișcarea apei se face în regim turbulent, nu schimbă practic rezultatele calculului. De asemenea, se admite că terenul stratului acvifer este omogen și izotrop, astfel încît se poate aplica metoda mișcărilor potențiale.

Metoda folosită constă în determinarea timpului *T*, în care o particulă de apă parcurge drumul de la limita zonei de protecție sanitară pînă la puț. Egalînd acest timp *T* cu cele 30 de zile impuse de condițiile sanitare, se obține distanța de protecție căutată.

Ecuația diferențială de bază este

$$dt = \frac{dl}{\frac{v}{p}}, \tag{1}$$

în care:

dt este elementul de timp:
dl — elementul de spațiu pe traiectoria particulei;
v — viteza locală în punctul considerat;
p — porozitatea efectivă a stratului acvifer.

Timpul *T* căutat rezultă prin integrarea ecuației (1) între limitele *O* și *T* pentru timp, și L_0 și L_1 pentru spațiu, adică

$$T = p \int_{L_0}^{L_1} \frac{dl}{v}. \tag{2}$$

Se admite că mișcarea apei este permanentă, astfel încît integrala (2) se poate efectua de-a lungul liniilor de curent care, în acest caz, se confundă cu traiectoriile.

Deși majoritatea stratelor de apă infiltrate prin malul rîurilor sînt cu suprafață liberă, totuși calculele care urmează s-au făcut pentru stratele acvifere conținînd apă sub presiune, deoarece la acestea mișcarea potențială fiind plană, se poate ajunge la rezultat cu mai multă ușurință; apoi, s-au extins rezultatele obținute la stratele acvifere cu suprafață liberă. De asemenea, s-a făcut și extinderea formulelor la terenuri stratificate, unde compoziția granulometrică a terenului purtător de apă și coeficientul de filtrare *k*, în același strat acvifer, variază sensibil cu adîncimea.

2. Calculul distanțelor de protecție pentru un puț cu nivel ascendent, care este alimentat prin infiltrație din rîu

În fig. 1 este reprezentată schema de calcul cu notațiile principale care intră în calcule.

Pentru determinarea vitezei locale se pornește de la expresia potențialului vitezelor, în mișcarea apei de la rîu la puț:

$$\varphi = \frac{Q}{2\pi H_m} \cdot \ln \frac{\rho'}{\rho} \tag{3}$$

sau, în coordonate carteziene:

$$\varphi = \frac{Q}{2\pi H_m} \ln \frac{\sqrt{(D_r + x)^2 + y^2}}{\sqrt{(D_r - x)^2 + y^2}} \cdot \tag{4}$$

Expresia potențialului vitezelor pe linia de curent $y=0$ este:

$$\varphi = \frac{Q}{2\pi H_m} \cdot \ln \frac{D_r + x}{D_r - x}. \tag{5}$$

în care:

Q este debitul puțului;
H_m — grosimea stratului acvifer:
D_r — distanța de protecție sanitară spre rîu.

Viteza reală va fi:

$$v_x = -\frac{1}{p}\frac{\partial\varphi}{\partial x} = \frac{dx}{dt} = -\frac{Q}{2\pi H_m p} \cdot \frac{2D_r}{D_r^2 - x^2}, \tag{6}$$

deci timpul elementar rezultă:

$$dt = -\frac{2\pi H_m p}{Q} \cdot \frac{D_r^2 - x^2}{2D_r}\, dx. \tag{7}$$

Prin integrarea în sensul mișcării apei, se obține expresia:

$$T = \frac{2\pi H_m \cdot p \cdot D_r}{3Q}, \tag{8}$$

iar pentru distanța de protecție spre rîu:

$$D_r = \sqrt{\frac{3QT}{2\pi H_m p}} = \sqrt{\frac{3}{2}}\, D_1, \tag{9}$$

în care:

D_r este distanța de protecție de la rîu la puț, în m:
D_1 — distanța de protecție pentru un puț izolat în bazin subteran, la aceleași valori Q, T. H_m și p:
Q — debitul puțului, m³/s;
T — timpul de parcurgere a distanței D_r, în s;
H_m — grosimea stratului acvifer, în m;
p — porozitatea efectivă a stratului acvifer.

Distanța de protecție sanitară spre terasă D_t se va determina pentru două cazuri, alegîndu-se valoarea maximă:

cazul 1 — puțul captează numai apa infiltrată din rîu,

cazul 2 — puțul captează și apă dinspre terasă.

Pentru cazul 1 se va folosi aceeași metodă ca la distanța de protecție spre rîu, cu deosebirea că în ecuația (7) se vor pune limitele de integrare $(D_r + D_t)$ și D_r, ținîndu-se seama în felul acesta de faptul că x și v_x au semne contrare spre terasă. Va trebui dovedit întîi că proiecția vectorului vitezei locale, pe direcția OX, într-un punct oarecare al spațiului $A(x, y)$, este mai mică decît mărimea vectorului viteză al unei particule de fluid, într-un punct B, situat pe linia de curent PX și care are aceeași abscisă x:

$$v_{xA} = -\frac{1}{p}\frac{\partial\varphi}{\partial x} = -\frac{Q}{2\pi p H_m}\left(\frac{x+D_r}{(x+D_r)^2+y^2} - \frac{x-D_r}{(x-D_r)^2+y^2}\right); \tag{10}$$

$$v_{xB} = -\frac{1}{p}\frac{\partial\varphi}{\partial x} = -\frac{Q}{2\pi p H_m}\left(\frac{1}{x+D_r} - \frac{1}{x-D_r}\right) = \frac{Q}{2\pi p H_m} \cdot \frac{2D_r}{(x^2 - D_r^2)}; \tag{11}$$

$$\frac{v_{xA}}{v_{xB}} = \frac{\dfrac{x-D_r}{(x-D_r)^2+y^2} - \dfrac{x+D_r}{(x+D_r)^2+y^2} \cdot}{\dfrac{2D_r}{x^2-D_r^2}} \tag{12}$$

Cu notațiile din figură se pot scrie expresiile:

$$\frac{v_{xA}}{v_{xB}} = \frac{\dfrac{\rho\cos\theta}{\rho^2} - \dfrac{\rho'\cos\theta'}{\rho'^2}}{\dfrac{\rho'\cos\theta' - \rho\cos\theta}{\rho\rho'\cos\theta \cdot \cos\theta'}} = \frac{\rho'\cos\theta'\cos^2\theta - \rho\cos\theta\cos^2\theta'}{\rho'\cos\theta' - \rho\cos\theta} = \frac{(x+D_r)\cos^2\theta - (x-D_r)\cos^2\theta'}{2D_r} = \frac{D_r - x + (D_r + x)\dfrac{\cos^2\theta}{\cos^2\theta'}}{2D_r}\cos^2\theta'. \tag{13}$$

Deoarece $\theta > \theta'$, $\cos\theta < \cos\theta'$, $\cos^2 \leqslant \cos^2\theta'$ și $\frac{\cos^2\theta}{\cos^2\theta'} < 1$, rezultă $v_{xA} < v_{xB}$ și se poate admite că integrarea ecuației (7) între limitele $(D_r + D_t)$ și D_r, dă o valoare acoperitoare, față de integrarea pe orice altă linie de curent.

Așadar :

$$T=\int_{D_r}^{D_r+D_t} \mathrm{d}t=\frac{\pi H_m\cdot p}{D_r\cdot Q}\int_{D_r}^{D_r+D_t} -\left(D_r^2 x-\frac{x^3}{3}\right)\mathrm{d}x=$$

$$=\frac{\pi H_m p}{Q D_r}\int_{D_r+D_t}^{D_r}\left(D_r^2 x-\frac{x^3}{3}\right)\mathrm{d}x, \qquad (14)$$

care reprezintă o ecuație de gradul 3 în D_t:

$$\pi H_m p D_t^3 + 3\pi H_m p D_r D_t^2 - 3QTD_r = 0$$

și a cărei soluție este:

$$D_t=(\sqrt{3}-1)D_r=\frac{3-\sqrt{3}}{\sqrt{2}}D_1 \qquad (16)$$

cu aceleași notații ca mai înainte.

Pentru cazul 2, în care puțul captează apă dinspre terasă, calculul distanței de protecție spre terasă se va face ca pentru un puț în curent subteran, considerînd că puțul primește întregul debit de apă numai dinspre terasă.

Dintre valorile obținute, considerînd cele două cazuri indicate mai sus, se va admite valoarea maximă, ca distanță de protecție spre terasă.

Distanța de protecție laterală, spre capetele captării, se va determina cu relația:

$$D_l=\frac{D_r+D_t}{2}\cdot \qquad (17)$$

Această aproximație s-a făcut în etapa actuală a studiului, ținînd seamă de faptul că viteza maximă a curentului apei spre puț este dinspre rîu, că viteza minimă este dinspre terasă, astfel încît lateral va corespunde o viteză medie, deci și o distanță medie de protecție.

3. Calculul distanțelor de protecție sanitară pentru două puțuri așezate paralel cu malul rîului

Se consideră puțurile P și P_1 din fig. 1. Expresia potențialului vitezelor pe linia de curent $v=0$ este:

$$\varphi=\frac{Q}{2\pi H_m}\ln\frac{D_r+x}{D_r-x}\cdot\sqrt{\frac{(D_r+x)^2+a^2}{(D_r-x)^2+a^2}} \qquad (18)$$

cu aceleași notații ca mai înainte, iar viteza reală pe direcția x va fi:

$$v_x=\frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}t}=-\frac{Q}{2\pi H_m p}\left[\frac{1}{D_r+x}+\right.$$

$$+\frac{2(D_r+x)}{2[(D_r+x)^2+a^2]}+\frac{1}{D_r-x}+$$

$$\left.\frac{2(D_r-x)}{2[(D_r-x)^2+a^2]}\right]\cdot \qquad (19)$$

Timpul elementar are expresia:

$$\mathrm{d}t=-\frac{\pi H_m p}{Q D_r}\cdot$$

$$\cdot\frac{(D_r^2-x^2)[(D_r+x)^2+a^2][(D_r-x)^2+a^2]}{2x^4-(4D_r^2-a^2)x^2+2D_r^4+3D_r^2a^2+a^4}\mathrm{d}x\cdot \qquad (20)$$

Distanța de protecție spre rîu rezultă din expresia:

$$T=\frac{\pi H_m p}{2QD_r}\left\{\int_0^{D_r}\left(\frac{2D_r^2-3a^2}{2}-x^2\right)\mathrm{d}x-\right.$$

$$\left.-\int_0^{D_r}\frac{\left(4D_r^2a^2-\frac{a^4}{2}\right)x^2-\frac{3}{2}a^6-4D_r^4a^2-\frac{11}{2}D_r^2a^4}{2x^4+(a^2-4D_r^2)x^2+2D_r^4+3D_r^2a^2+a^4}\mathrm{d}x\right\} \qquad (21)$$

care se poate pune sub forma adimensională:

$$\frac{D_1^2}{a^2}=\frac{QT}{\pi H_m\cdot p a^2}=\frac{1}{2a^2D_r}\left\{\int_0^{D_r}\left(\frac{2D_r^2-3a^2}{2}-x^2\right)\mathrm{d}x-\right.$$

$$\left.-\int_0^{D_r}\frac{\left(4D_r^2a^2-\frac{a^4}{2}\right)x^2-\frac{3}{2}a^6-4D_r^4a^2-\frac{11}{2}D_r^2a^4}{2x^4+(a^2-4D_r^2)x^2+2D_r^4+3D_r^2a^2+a^4}\mathrm{d}x\right\} \qquad (22)$$

și care, după efectuarea operațiilor, duce la expresia:

$$\frac{D_1^2}{a^2}=\frac{1}{2a^2D_r}\left\{\frac{2D_r^3}{3}-\frac{3D_ra^2}{2}+\right.$$

$$-\frac{8D_r^2a^2-a^4}{4}\left[\frac{A-\beta}{8\alpha\beta}\ln\frac{D_r^2+2\alpha D_r+\beta}{D_r^2-2\alpha D_r+\beta}+\right.$$

$$+\frac{A+\beta}{4\beta\sqrt{\beta-\alpha^2}}\left(\operatorname{arc\,tg}\frac{D_r+\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}-\operatorname{arc\,tg}\frac{\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}+\right.$$

$$\left.\left.\left.+\operatorname{arc\,tg}\frac{D_r-\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}-\operatorname{arc\,tg}\frac{-\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}\right)\right]\right\} \qquad (23)$$

în care:

$$\alpha=\frac{1}{2}\sqrt{2\sqrt{D_r^4+\frac{3}{2}D_r^2a^2+\frac{a^4}{2}}+2D_r^2-\frac{a^2}{2}};$$

$$\beta=\sqrt{D_r^4+\frac{3}{2}D_r^2a^2+\frac{a^4}{2}};$$

$$A=-\frac{3a^4+8D_r^4+11D_r^2a^2}{8D_r^2-a^2}\cdot$$

Distanța de protecție spre terată se determină în același mod ca și la puțul izolat. Pentru cazul cînd puțurile captează numai apă infiltrată prin malul rîului, se va folosi ecuația (21), care se va integra între limitele (D_r+D_t) și D_r, ținîndu-se astfel seamă de faptul că x și v_x au semne contrare spre terasă.

Integrarea după linia de curent care se confundă cu abscisa este admisibilă, deoarece se poate demonstra, în acelaşi mod ca pentru puţul izolat, că proiecţia vectorului vitezei locale într-un punct oarecare al spaţiului $A(x, y)$, pe direcţia X, este mai mică decît viteza apei spre puţ într-un punct $B(x, O)$, situat pe linia de curent PX, şi care are aceeaşi abscisă cu punctul A.

Prin integrarea ecuaţiei (21) între limitele (D_r+D_t) şi D_r, se obţine expresia timpului, care se poate pune sub forma adimensională:

$$\frac{D_1^2}{a^2}=\frac{1}{2a^2D_r}\left\{\frac{3}{2}a^2D_r+D_r\,D_t^2+\frac{D_t^3}{3}-\frac{8D_r^2a^2-a^4}{4}\times\right.$$
$$\times\left[\frac{A-\beta}{8\alpha\beta}\ln\frac{D_r^2+2\alpha D_r+\beta}{(D_r+D_t)^2+2\alpha(D_r+D_t)+\beta}\cdot\right.$$
$$\cdot\frac{(D_r+D_t)^2-2\alpha(D_r+D_t)+\beta}{D_r^2-2\alpha D_r+\beta}+$$
$$+\frac{A+\beta}{4\beta\sqrt{\beta-\alpha^2}}\left(\operatorname{arc\,tg}\frac{D_r+\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}-\right.$$
$$-\operatorname{arc\,tg}\frac{D_r+D_t+\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}+\operatorname{arc\,tg}\frac{D_r-\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}-$$
$$\left.\left.\left.-\operatorname{arc\,tg}\frac{D_r+D_t-\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}\right)\right]\right\}\tag{24}$$

cu aceleaşi expresii pentru A, α şi β ca şi la formula (23).

Pentru cazul în care puţurile captează şi apă dinspre terasă, calculul distanţei de protecţie spre terasă se va face ca pentru două puţuri în curent subteran, considerînd că puţurile primesc întregul debit de apă numai dinspre terasă.

Distanţa de protecţie laterală se va determina ca media între distanţa de protecţie spre rîu şi cea spre terasă.

4. Calculul distanţelor de protecţie sanitară pentru un şir de trei puţuri, dispus paralel cu rîul

Expresia potenţialului vitezelor pe linia de curent $y=O$ este:

$$\varphi=\frac{Q}{2\pi H_m}\cdot\ln\frac{(D_r+x)^2+a^2}{(D_r-x)^2+a^2}\cdot\frac{D_r+x}{D_r-x}\tag{25}$$

cu aceleaşi notaţii ca mai înainte. Viteza reală pe direcţia X va fi:

$$v_x=\frac{dx}{dt}=-\frac{Q}{2\pi H_m\cdot p}\left[\frac{2(D_r+x)}{(D_r+x)^2+a^2}+\frac{1}{D_r+x}+\right.$$
$$\left.+\frac{2(D_r-x)}{(D_r-x)^2+a^2}+\frac{1}{D_r-x}\right].\tag{26}$$

Timpul elementar are expresia:

$$dt=-\frac{\pi\cdot H_m\cdot p}{Q\,D_r}\times$$
$$\times\left[\frac{(D_r^2-x^2)[(D_r+x)^2+a^2][(D_r-x)^2+a^2]}{3x^4-6x^2D_r^2+3D_r^4+4D_r^2a^2+a^4}\right]dx\,.\tag{27}$$

Distanţa de protecţie spre rîu rezultă din expresia:

$$T=\frac{\pi H_m\cdot p}{3QD_r}\left\{\int_0^{D_r}\left(D_r^2-2a^2-x^2\right)dx-\right.$$
$$\left.-\int_0^{D_r}\frac{\left(\frac{8}{3}D_r^2a^4+\frac{2}{3}a^4\right)x^2-\frac{8}{3}D_r^4a^2-\frac{10}{3}D_r^2a^4-\frac{2}{3}a^4}{x^4-2D_r^2x^2+D_r^4+\frac{4}{3}D_r^2a^2+\frac{a^2}{3}}dx\right\}\tag{28}$$

care se poate pune sub formula adimensională:

$$\frac{D_1^2}{a^2}=\frac{QT}{\pi H_mpa^2}=\frac{1}{3a^2D_r}\left\{\int_0^{D_r}\left(D_r^2-2a^2-x^2\right)dx-\right.$$
$$\left.-\int_0^{D_r}\frac{\left(\frac{8}{3}D_r^2a^2-\frac{2}{3}a^4\right)x^2-\frac{8}{3}D_r^4a^2-\frac{10}{3}D_r^2a^2-\frac{2}{3}a^6}{x^4-2D_r^2x^2+D_r^4+\frac{2}{3}D_r^2a^2+\frac{a^4}{3}}dx\right\}\tag{29}$$

şi care, după efectuarea operaţiunilor, duce la expresia;

$$\frac{D_1^2}{a^2}=\frac{1}{3a^2D_r}\left\{\frac{2D_r^3}{3}-2D_ra^2-\frac{2}{3}(4a^2D_r^2+a^4)\right.$$
$$\left[\frac{A-\beta}{8\alpha\beta}\ln\frac{D_r^2+2\alpha D_r+\beta}{D_r^2-2\alpha D_r+\beta}+\right.$$
$$+\frac{A+\beta}{4\beta\sqrt{\beta-\alpha^2}}\left(\operatorname{arc\,tg}\frac{D_r+\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}-\right.$$
$$-\operatorname{arc\,tg}\frac{\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}+\operatorname{arc\,tg}\frac{D_r-\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}+$$
$$\left.\left.\left.+\operatorname{arc\,tg}\frac{-\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}\right)\right]\right\}\tag{30}$$

în care:

$$\alpha=\frac{1}{2}\sqrt{2\sqrt{D_r^4+\frac{4}{3}a^2D_r^2+\frac{a^4}{3}}+2D_r^2}\,;$$

$$\beta=\sqrt{D_r^4+\frac{4}{3}a^2D_r^2+\frac{a^4}{3}}$$

$$A=-\frac{a^4+5a^2D_r^2+4D_r^4}{4D_r^2+a^2}\,.$$

Distanţa de protecţie spre terasă se determină în acelaşi mod ca la şirul de două puţuri. Pentru cazul cînd puţurile captează numai apă infiltrată prin malul rîului, se obţine expresia:

$$\frac{D_1^2}{a^2}=\frac{1}{3a^2D_r}\left\{2a^2D_t+D_rD_t^2\frac{D_t^3}{3}-\frac{2}{3}\left(4a^2D_r^2+a^4\right)\times\right.$$

$$\times \frac{A-\beta}{8\alpha\beta} \ln \frac{D_r^2+2\alpha D_r+\beta}{(D_r+D_t)^2+2\alpha(D_r+D_t)+\beta} \cdot$$

$$\cdot \frac{(D_r+D_t)^2-2\alpha(D_r+D_t)+\beta}{D_r^2-2\alpha D_r+\beta} -$$

$$-\frac{A+\beta}{4\beta\sqrt{\beta-\alpha^2}}\left(\text{arc tg}\,\frac{D_r+\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}-\right.$$

$$-\text{arc tg}\,\frac{D_r+D_t+\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}+\text{arc tg}\,\frac{D_r-\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}-$$

$$\left.\left.\left.-\text{arc tg}\,\frac{D_r+D_t-\alpha}{\sqrt{\beta-\alpha^2}}\right)\right]\right\} \qquad (31)$$

cu aceleaşi expresii pentru A, α şi β ca şi la formula (31).
dinspre terasă, calculul distanţei de protecţie
Pentru cazul în care puţurile captează şi apă se va face ca pentru trei puţuri în curent subteran, considerînd că puţurile primesc întregul debit de apă numai dinspre terasă.

Distanţa de protecţie laterală se va determina ca media valorilor distanţelor de protecţie spre rîu şi spre terasă.

5. Calculul distanţelor de protecţie pentru un şir infinit de puţuri, dispus paralel cu rîul

Expresia potenţialului vitezelor pe linia de curent $y=0$ este:

$$\varphi = \frac{Q}{4\pi H_m} \ln \left\{ \frac{\text{ch}\,\frac{2\pi}{a}(x-D_r)-1}{\text{ch}\,\frac{2\pi}{a}(x+D_r)-1} \right\} \qquad (32)$$

cu aceleaşi notaţii ca mai înainte. Viteza reală pe direcţia X va fi:

$$v_x = \frac{dx}{dt} = -\frac{1}{p}\frac{\partial\varphi}{\partial x} = -\frac{Q\pi}{2\pi a H_m p} \cdot$$

$$\cdot \frac{\text{sh}\,\frac{2\pi D_r}{a}}{\text{sh}\,\frac{\pi}{a}(x-D_r)\ \text{sh}\,\frac{\pi}{a}(x+D_r)} \qquad (33)$$

Timpul elementar are expresia:

$$dt = -\frac{H_m \cdot p \cdot a}{Q\,\text{sh}\,\frac{2\pi D_r}{a}} \cdot \left(\text{ch}\,\frac{2\pi x}{a} - \text{ch}\,\frac{2\pi D_r}{a}\right) dx \cdot \qquad (34)$$

Prin integrarea acestei ecuaţii diferenţiale între limitele O şi D_r, se obţine expresia timpului, care se poate pune sub forma adimensională:

$$\frac{D_1^2}{a^2} = \frac{D_r}{a}\,\text{cth}\,\frac{2\pi D_r}{a} - \frac{1}{2\pi^2} \cdot \qquad (35)$$

Distanţa de protecţie spre terasă la un şir infinit de puţuri se va determina cu relaţiile şi graficul pentru un şir infinit de puţuri în curent subteran, considerînd că întregul debit de apă captat vine dinspre terasă.

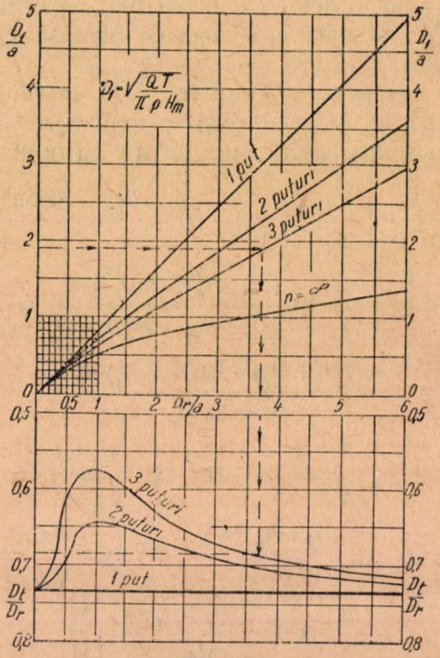


Fig. 2

Pentru determinarea distanţelor de protecţie sanitară la şiruri de puţuri care captează apa infiltrată prin malul rîului, s-a construit graficul din fig. 2, cu ajutorul ecuaţiilor (9), (16), (23), (24), (30), (31) şi (35), în funcţie de valorile adimensionale $\frac{D_1}{a}$; $\frac{D_r}{a}$ şi $\frac{D_t}{D_r}$, în care D_1 reprezintă distanţa de protecţie pentru puţul artezian izolat în bazin D_r şi D_t distanţele de protecţie spre rîu, respectiv spre terasă, iar a — distanţa dintre puţuri.

6. Extinderea rezultatelor la captări cu puţuri din apă freatică

Pentru stratele acvifere freatice, la care mişcarea apei subterane este potenţială, însă spaţială, formulele precedente nu pot fi aplicate riguros şi s-a admis, în această etapă a studiului, ca suficient de exactă, extinderea formulelor şi a graficului de la puţurile în strate acvifere conţinînd apă sub presiune, luîndu-se în calcule:

$$H_m = H - \frac{s_0}{2},$$

în care:

H este grosimea stratului de apă la nivelul minim al apei freatice;
s_0 — denivelarea apei în puţ, la debitul Q considerat.

Această considerație se bazează pe echivalarea volumului de apă din interiorul cilindrului limitat de perimetrul de regim sever la cele două feluri de strate acvifere (cu suprafață liberă și sub presiune). Pentru acoperire, s-a luat $\frac{S_o}{2}$, în loc de $\frac{S_o}{3}$ (cît rezultă pentru puțul izolat în bazin, dacă se asimilează suprafața liberă a apei cu un con drept de înălțime s_0), ținîndu-se seamă de faptul că puțurile învecinate se influențează reciproc și produc o coborîre mai accentuată a suprafeței libere a apei, decît fiecare dintre ele luate separat.

7. Extinderea rezultatelor la captările cu puțuri în pături acvifere avînd terenul stratificat

În general, stratele acvifere nu sînt omogene pe toată întinderea captării, ci prezintă adeseori mari diferențe, în special în ce privește coeficientul de filtrare. De această neomogenitate a stratelor acvifere se poate ține seamă în calculele hidraulice numai dacă se păstrează o oarecare simetrie de poziție, adică în cazul în care pătura acviferă considerată este constituită din mai multe straturi de grosime uniformă, dispuse orizontal și avînd coefiecienți de filtrare diferiți.

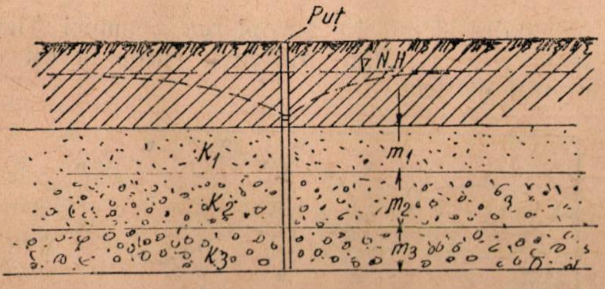


Fig. 3

Deoarece se admite că panta piezometrică este aceeași pentru toate straturile 1, 2, 3...n, se pot scrie relațiile:

$$J = \frac{v_m}{k_m} = \frac{v_1}{k_1} = \frac{v_2}{k_2} = \frac{v_{max}}{k_{max}} = \frac{v_i\, m_i}{k_i \cdot m_i} = \frac{\Sigma v_i\, m_i}{\Sigma k_i\, m_i} = \frac{v_m\, \Sigma m_i}{k_m\, \Sigma m_i}, \qquad (36)$$

din care se poate scoate expresia lui v_{max}:

$$v_{max} = \frac{k_{max}}{k_m}\, v_m \,. \qquad (37)$$

De asemenea, se pot scrie relațiile:

$$Q = \sum_1^n v_i\, m_i = v_m \sum_1^n m_i\,, \qquad (38)$$

din care rezultă expresia coeficientului mediu de filtrare:

$$k_m = \frac{\sum_1^n k_i\, m_i}{\sum_1^n m_i}\,. \qquad (39)$$

Totodată, coeficientul de filtrare se poate scrie sub forma:

$$k_m = \alpha \left(d_{10}\right)_i^2, \qquad (40)$$

adică după tipul formulelor Allen Hazen, Slichter-Zamarin.

Din expresiile (39) și (40) se poate determina mărimea coeficientului de filtrare pentru fiecare strat, dacă se cunosc coeficientul de filtrare mediu și curbele granulometrice ale materialului din diferitele straturi.

Distanța de protecție maximă se va găsi pentru stratul cu permeabilitate maximă, astfel încît, cum distanța de protecție pentru strate acvifere omogene este de forma

$$D = \eta \sqrt{QT} = \eta \sqrt{v\, \Omega\, T}, \qquad (41)$$

Introducînd $v = v_{max}$, se capătă:

$$D_{max} = \eta \sqrt{v_m\, \Omega T \frac{k_{max}}{k_m}} = D \sqrt{\frac{k_{max}}{k_m}}\,. \qquad (42)$$

Așadar, ca procedeu de calcul, se vor determina distanțele de protecție pentru stratul acvifer considerat omoden, cu $k = k_m$, și apoi se vor spori cu $\sqrt{\frac{k_{max}}{k_m}}$.

★

Studiul de față nu epuizează problema delimitării perimetrului de regim sever la captările cu puțuri ce primesc apă infiltrată prin malul rîului, ci rămîn să mai fie rezolvate: problema unui număr intermediar de puțuri între 3 și ∞, precum și problema determinării exacte a distanțelor de protecție la puțurile în strate acvifere cu suprafață liberă. Totodată va trebui studiată mai amănunțit problema determinării distanței de protecție spre terasă, deoarece în etapa actuală a studiului s-a propus o soluție acoperitoare, admițîndu-se că întregul debit de apă captat, vine numai dinspre terasă.

De asemenea, considerăm că este necesar a se face măsurători directe la captările existente, pentru verificarea rezultatelor obținute prin formulele și graficele precedente.

Bibliografie

[1] C.S.A.C.: Normativ pentru determinarea întinderii zonelor de protecție sanitară, la captările de apă potabilă din strate subterane.

[2] *Nelson-Skornakov*: Infiltrarea prin medii poroase omogene, Moscova, 1949.

РАСЧЕТ ЗОН САНИТАРНОЙ ОХРАНЫ ДЛЯ КАПТАЖЕЙ С КОЛОДЦАМИ ПИТАЕМЫМИ ФИЛЬТРАЦИЕЙ ИЗ РЕКИ

В статье приводятся расчетные формулы и графики определения размеров периметра строгого режима каптажа с колодцем, из подземных пластов питаемых фильтрацией из реки. Формулы и графики определены для однородных и изотропных водоносных пластов, содержащих воду под давлением, причем ставится условие, что частицы воды должны достигнуть в определенное время Т от предела периметра до каптажных колодцев. Принятое время считается достаточным для уничтожения находящихся в воде микроорганизмов. Затем формулы и графики распространяются на случай водоносных пластов со свободной поверхностью и расслоеных водоносных покровов.

ÜBER DIE BERECHNUNG DER AUSDEHNUNG DER SANITÄRE SCHUTZZONE UM FASSUNGEN DURCH BRUNNEN IN UFERFILTRIERTEM GRUNDWASSER

Zusammenfassung

Es werden Berechnungsformeln und Diagramme aufgestellt, für die Ermittelung der Grösse der sanitären Schutzzone, um Fassungen durch Brunnen in uferfiltriertem Grundwasser.

Die Formeln und Diagramme sind für den Fall von homogenen und isotropen unter Druck stehenden wasserführender Schichten aufgestellt, wobei die Bedingung gestellt wird, dass die Wasserteilchen in einem Zeitabschnitt T, vom ausseren Rand der Schutzzone bis zu den Brunnen gelangen. Dieser Zeitabschnitt muss so gewählt werden dass in ihm die Zerstörung der im Wasser befindlichen Keime stattfindet. Es wird das Anwendungsgebiet der Formeln und Diagramme auch auf wasserführende Schichten mit freiem Spiegel und auf verschiedene Schichtung ausgedehnt.

Consideraţii pe marginea rezultatelor unor măsurători la un dren de captare în exploatare

Conf. ing. **A. Melzer**

Într-un articol din numărul precedent al Revistei Hidrotehnica [1] am arătat că este de mare importanţă pentru practica dimensionării captărilor de apă subterană, de a întreprinde experienţe speciale şi măsurători pe teren pentru a putea suplimenta lipsurile teoriei.

Am arătat, în special, că, pentru captări prin drenuri orizontale, nu posedăm o teorie valabilă şi practic aplicabilă.

Cu ocazia studiilor hidrogeologice întreprinse de institutele de proiectare şi prospecţiuni ale Ministerului Construcţiilor în 1956, pentru alimentarea cu apă a oraşului Iaşi din sursa Timişeşti, s-au făcut cercetări şi măsurători la drenul existent, construit în 1905 după proiectul întocmit de ing. Lindley.

Cercetările s-au făcut prin sondaje, cu probe de pompare pentru determinarea coeficienţilor de filtraţie (permeabilitate) şi a formei depresiunii oglinzii de apă subterană în jurul drenului.

In cele ce urmează am analizat rezultatele acestor cercetări pentru a putea trage concluzii asupra metodelor, mai aproape de realitate, care sînt de aplicat la proiectarea captărilor prin drenuri, precum şi pentru a arăta valoarea formulelor teoretice cunoscute pînă azi.

Descrierea drenului cercetat

Zona de captare a sursei Timişeşti se situează pe terasa inferioară a rîului Moldova pe malul drept, în apropierea comunei Timişeşti (fig. 1). Rîul Moldova curge la est de drenul existent.

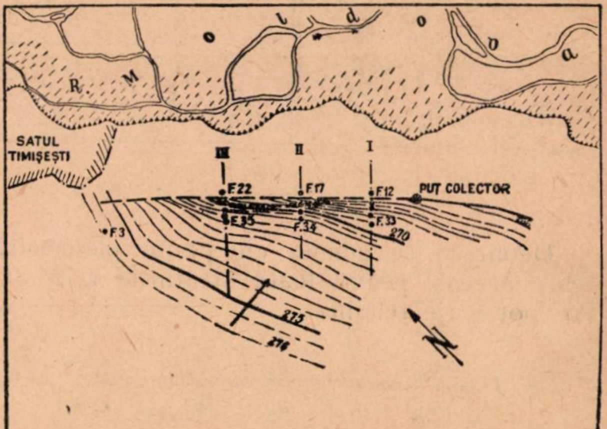


Fig. 1

Terasa inferioară a văii Moldovei, în care este aşezat drenul, are o largă desfăşurare în regiunea Timişeşti. Această terasă domină albia majoră a rîului Moldova cu 8—20 m. Panta generală a terasei lîngă Timişeşti are direcţia V.N.V. către E.S.E., avînd diferenţe de nivel de circa 15 m şi este brăzdată de o serie de văi seci, vechi braţe ale pîrîului Ozana.

La baza terasei se află argilele sarmatice acoperite de aluviunile conului de dejecţie al

Ozanei, reprezentat prin depuneri cuaternare de pietrişuri şi nisipuri. Aceste aluviuni au fost aduse de reţeaua hidrografică a văii Ozanei (Neamţului).

Sondajele executate F_1—F_{35} (v. fig. 1, 2, 3, 4 şi 5) indică sub un sol vegetal şi un praf nisipos de circa 2 m grosime, un strat de pietrişuri şi de nisipuri grosiere cu rar bolovăniş, gros de circa 8—10 m.

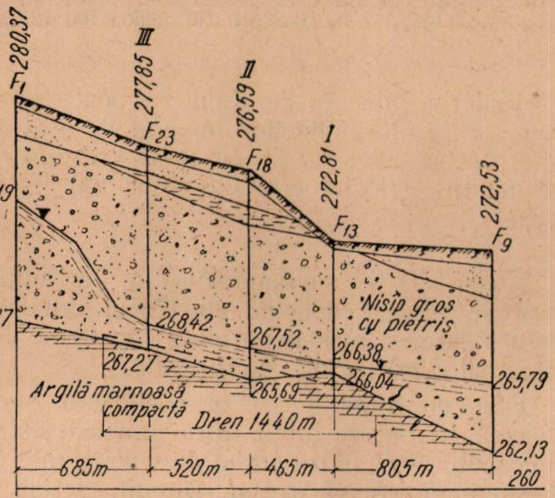

280,37
F_1
III
277,85
F_{23}
II
276,59
F_{18}
I
272,81
272,53
F_{13}
F_9
275,19
268,87
Nisip gros cu pietriş
268,42
267,52
266,38
267,27
Argilă marnoasă compactă
265,69
266,04
265,79
Dren 1440m
262,13
685m
520m
465m
805m
260

Fig. 2

Majoritatea forajelor arată argile sarmatice la o adîncime de 7—14 m.

Se observă că argila de bază are o suprafaţă neregulată, prezentînd în multe locuri adîncituri ca urmare a vechilor eroziuni ale pîrîului Ozana, iar în aceste depresiuni stratul de pietriş prezintă îngroşări locale şi permeabilităţi mai mari.

Precipitaţiile medii anuale în partea medie şi în cea superioară a bazinului Ozanei, sînt de circa 650 mm, iar temperatura medie anuală a zonei Timişeşti, de circa 8—9°C.

Cele mai scăzute ape ale Ozanei sînt în lunile de iarnă, cînd pîrîul îngheaţă.

Zona drenului s-a împărţit în vederea cercetărilor în trei zone (fig. 2).

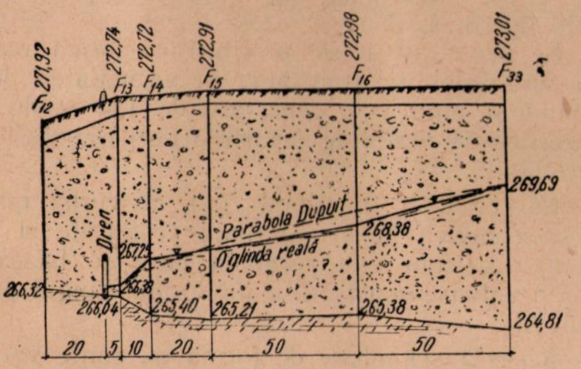

271,92
F_{12}
272,74
F_{13}
272,72
F_{14}
272,91
F_{15}
272,98
F_{16}
273,01
F_{33}
269,69
Dren
Parabola Dupuit
Oglinda reală
268,38
266,32
266,04
265,40
265,21
265,38
264,81
20
5
10
20
50
50

Fig. 3

Zonele exterioare drenului existent, adică în amonte şi în aval de acesta, au fost cercetate prin 17 foraje, pentru a determina capacitatea stratului subteran freatic, în vederea proiectării extinderii captărilor.

Zona de mijloc, care cuprinde drenul existent, în funcţiune, a fost cercetată prin trei profiluri transversale cuprinzînd fiecare 6 foraje, şi anume : 5 foraje în amonte de dren, la distanţe de 5—15—35—85—135 m faţă de axa drenului (fig. 2, 3, 4, 5) şi cîte unul în aval de dren, la circa 20 m distanţă de acesta.

În zona amonte de dren, înafara regiunii de depresiune provocată de acesta, panta oglinzii apei freatice este de 0,0066, iar coeficientul de filtraţie variază între 0,0011 şi 0,009 m/s. Capacitatea acestei zone s-a calculat cu ajutorul relaţiei fundamentale

$$q = k \cdot i \cdot H, \tag{1}$$

la circa 340 l/s pe o lungime de captare de circa 1 000 m.

De asemenea, în zona aval de dren, înafara depresiunii provocate de acesta, s-a calculat în acelaşi fel capacitatea stratului la circa 150 l/s, permeabilitatea fiind mult mai mică ($k = 0{,}0024 ... 0{,}0049$ m/s), iar panta oglinzii apei, de circa 0,008.

În studiul de faţă ne interesează însă rezultatul sondajelor în zona drenului existent.

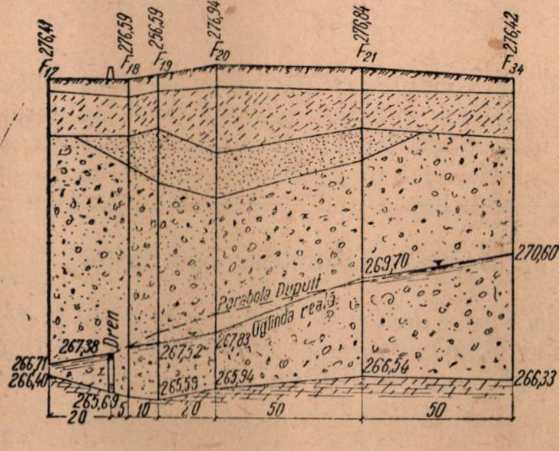

276,41
F_{17}
276,59
F_{18}
276,59
F_{19}
276,94
F_{20}
276,84
F_{21}
276,42
F_{34}
270,60
269,70
Parabola Dupuit
Oglinda reală
Dren
267,38
267,52
267,83
266,71
266,40
265,59
265,94
266,54
266,33
265,69
20
5
10
20
50
50

Fig. 4

Profilurile transversale cu cîte 6 sondaje (fig. 3, 4, 5) cît şi profilul longitudinal (fig. 2) imediat în amonte şi lîngă dren, arată în primul rînd că drenul interceptează aproape întregul curent de apă freatică ce curge aproape perpendicular pe direcţia drenului. Dincolo de dren, adică în aval, se observă apa numai în profilurile *II* şi *III* cu înălţimea variind între 0,31 şi 1,27 m. In profilul *I* nu mai apare apă în aval de dren.

În forajele extreme F_{33}, F_{34}, F_{35} (fig. 2, 3, 4, 5) s-au făcut probe de pompare şi s-au determinat coeficienţii de filtraţie după metoda obişnuită cu cîte două puţuri de observaţie.

S-au găsit astfel în profilul *I*, $k=0{,}0048$ m/s, în profilul *II*, $k=0{,}0205$ m/s, în profilul *III*, $k=0{,}0026$ m/s.

In același timp, și pe toată durata cercetărilor, s-a măsurat debitul de apă furnizat de dren. S-au găsit în medie circa 420 l/s, observațiile fiind făcute între 6 decembrie 1955 și 17 martie 1956, adică într-o perioadă de precipitații și debite minime.

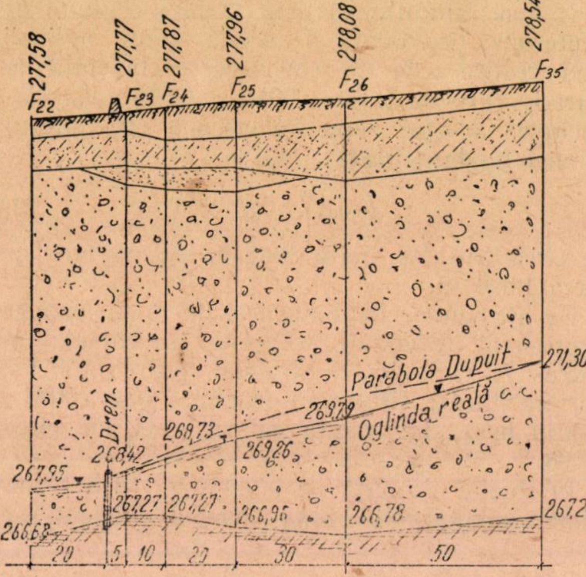


Fig. 5

In tot timpul cercetărilor s-au făcut observații asupra variației nivelului apei subterane în toate sondajele. Din aceste observații ne interesează aici mai ales cele făcute în sondajele profilurilor din dreptul drenului existent.

Analiza rezultatelor cercetărilor

Dacă se calculează debitul curentului subteran pe lățimea captării existente (circa 1 440 m) cu coeficienții de filtrație găsiți la pompări în sondajele extreme F_{33}, F_{34}, F_{35}, adică cu valorile date mai sus și cu înălțimea medie $H=6$ m, pe care o are stratul în amonte și înafara zonei de depresiune a drenului, se găsește pe lățimile aferente fiecărui profil și adoptînd pantele neturburate ale zonelor laterale :

In profilul *I*: $q=0{,}0048\times0{,}008\times6{,}0\times100=23$ l/s pe 100 m.
In profilul *II*: $q=0{,}0205\times0{,}007\times6{,}0\times100=90$ l/s pe 100 m.
In profilul *III*: $q=0{,}0026\times0{,}0066\times6{,}0\times100=10$ l/s pe 100 m.

Lățimile aferente fiind, respectiv, de 400, 480 și 560 m, se obține debitul total calculat :

In profilul *I*: $4{,}0\times23=92$ l/s
In profilul *II*: $4{,}8\times90=432$ l/s
In profilul *III*: $5{,}6\times10=56$ l/s
Total . . . . 580 l/s

Or, debitul real măsurat este numai 420 l/s. Dacă se calculează debitele unitare în porțiunile din dreptul forajelor F_{33}, F_{34}, F_{35} cu pantele și cu înălțimile de apă pe care le au local (fig. 3, 4, 5), se obține un debit total și mai depărtat de realitate, și anume :

In profilul *I*: $q=0{,}0048\times0{,}026\times3{,}90\times100=48{,}5$ l/s
In profilul *II*: $q=0{,}0205\times0.018\times3{,}70\times100=136$ l/s
In profilul *III*: $q=0{,}0026\times0{,}030\times3{,}50\times100=27{,}2$ l/s

Pierderea dincolo de dren se poate aprecia după înălțimile oglinzilor în aval de profilurile *II* și *III* la circa 20 l/s în total ; rezultă deci că debitul calculat este cu circa 140 l/s prea mare.

Cauza acestei supraaprecieri a debitului, la care se ajunge aplicînd în calcul datele obținute, este eroarea importantă făcută la determinarea coeficienților de filtrație.

Dacă, cu ajutorul acestor coeficienți, se calculează in fiecare profil între punctele extreme cunoscute ale oglinzii curba de depresiune, după formula cunoscută a lui Dupuit, scrisă sub forma :

$$q=k\cdot y\cdot\frac{dv}{dx}$$

și

$$q\int_{x}^{x_2} dx = k\int_{y}^{y_2} y\, dx,$$

din care :

$$q\,(x_2-x)=\frac{k}{2}\,(y_2^2-y^2)$$

și de aici, ecuația parabolei de depresiune

$$y=\sqrt{y_2^2-\frac{2}{k}\,q\,(x_2-x)}\,;$$

se obțin curbele desenate punctat în profilurile din fig. 3, 4, 5.

Se vede din aceste profiluri că forma reală a suprafeței de depresiune în vecinătatea drenului și pînă la o depărtare de 130 m de la acesta este destul de depărtată de parabola teoretică.

Se constată, în primul rînd, că curba reală este concavă în sus în toate profilurile și nu convexă, cum este parabola care se bazează pe o valoare constantă a lui *k* de-a lungul profilului.

Această schimbare de formă cu pante variabile discontinue nu se poate explica decît prin neomogenitatea terenului de-a lungul profilurilor și, deci, prin variația coeficientului *k*, care este departe de a fi constant.

Pentru a putea aprecia variația reală a coeficienților k și pentru a corecta valoarea $k=0{,}0205$ m/s în profilul *II*, care apare exagerat de mare față de valorile găsite în toate zonele din jurul drenului, am operat o reducere a valorii debitului unitar astfel, încît debitul de calcul al capacității totale găsit mai sus la 580 l/s să fie apropiat de cel real, adică circa 450 l/s. Pentru aceasta, debitul zonei profilului *II* trebuie redus la 302 l/s, rezultînd un debit pe 100 m de $q_{11}=63$ l/s.

Din punct de vedere geologic se explică permeabilitatea mult mai mare în profilul *II* prin faptul că acolo se găsește o veche albie, azi uscată, a unui braț al Ozanei.

Cu debitele unitare pe profiluri determinate astfel încît debitul total să fie de ordinul celui real măsurat, adică circa 450 l/s, se pot calcula acum coeficienții k reali în fiecare porțiune a unui profil, date fiind panta locală și înălțimea medie de scurgere, după formula :

$$k=\frac{q}{i \cdot H_m} \tag{2}$$

în care :

q este debitul unitar în profilul respectiv exprimat în m^3/s;
i — panta reală în porțiunea respectivă;
H_m — înălțimea medie de apă în porțiunea respectivă.

In tabela 1 sînt arătați coeficienții k astfel calculați :

Tabela 1

Profil	Porțiune	i	H_m	k
I	1	0,026	3,90	0,00228
	2	0,016	2,50	0,00570
	3	0.087	1,3	0,00204
II	1	0.018	3,70	0,00945
	2	0,0374	2,60	0,0068
	3	0,0155	1,90	0,0214
	4	0,0140	1,80	0,0242
III	1	0,030	3,50	0,00095
	2	0,0177	2,70	0,00209
	3	0,0265	1,90	0,00198
	4	0,031	1,30	0,0025

Se vede din tabela 1 cît de mult variază în realitate coeficientul de filtrație și, astfel, panta oglinzii.

Pentru a ne da seama de eventuala influență a înclinării fundului impermeabil asupra formei oglinzii, am calculat coeficienții k și, cu ajutorul formulelor lui N. N. Pavlovski [2], pentru mișcarea neregulată pe strat impermeabil înclinat.

N. N. Pavlovski dezvoltă prin integrare formula :

$$\frac{j \cdot L}{h_0}=[\eta_2+\ln(1-\eta_2)-\eta_1+\ln(1-\eta_1)] \tag{3}$$

pornind de la ecuația diferențială

$$q=k \cdot h\left(j-\frac{dh}{ds}\right), \tag{4}$$

în care j este panta fundului impermeabil, pozitivă (consecvent) sau negativă (obsecvent), introducînd noțiunea grosimii relative h_0 a stratului subteran definită prin

$$\eta=\frac{h}{h_0} \tag{5}$$

și înlocuind în ecuația (4) h prin h_0, L fiind lungimea între cele două secțiuni între care se integrează cu limitele $\eta_1=\frac{h_1}{h_0}$ și $\eta=\frac{h_2}{h_0}$.

Mărimea h_0 se definește și prin acea înălțime pe care ar avea-o stratul în cazul unei mișcări regulate, astfel încît :

$$q=k \cdot h_0\, j, \tag{6}$$

adică un curent cu oglinda paralelă cu fundul impermeabil.

Pentru aplicarea formulei (5) în toate cazurile de curenți ascendenți ($\eta>1$), descendenți ($\eta<1$), consecvent ($j>0$) și obsecvent ($i<0$). Pavlovski a dat tabele cu valorile funcțiunii $\varphi(\eta)=\eta+\ln(1-\eta)$.

Din formula (5) nu rezultă h_0 explicit și, deci, valoarea h_0 trebuie calculată prin încercări din ecuația :

$$j\,L=h_0\,[\eta_2+\ln(1-\eta_2)-\eta_1+\ln(1-\eta_1)],$$

iar cu ajutorul valorii h_0 astfel găsită, pentru fiecare porțiune cu fundul înclinat se găsește valoarea respectivă k din formula (6) prin :

$$k=\frac{q}{h_0 \cdot j}.$$

Valorile k astfel determinate nu diferă de cele găsite anterior — presupunînd după Dupuit fundul orizontal — decît cu 2—3%, deși fundul are înclinații de peste 1%.

Acest rezultat al unor calcule destul de laborioase arată că forma curbei de depresiune nu este sensibil influențată de forma și de înclinația stratului de bază impermeabil. Diferențele de pantă și forma concavă în sus a liniilor de depresiune provin, deci, numai din variația coeficienților k.

O încercare de a găsi o corelaţie între valoarea k şi panta oglinzii în porţiunea respectivă a eşuat, din cauza împrăştierii extreme a valorilor care nu se orînduiesc sensibil în jurul unei legi constante. Acelaşi lucru se poate spune şi despre încercarea de a găsi o corelaţie între k şi granulometrie, adică diametrele efective sau medii (d_{10} şi d_{60}). Nici formulele lui Hazen sau ale lui Zamarin pentru relaţia între k şi diametrul efectiv d_e al granulelor nu sînt practic aplicabile, deoarece la verificare, în acest caz, ele dau valori cu totul depărtate de realitate.

Am verificat cu această ocazie şi procedeul de calcul al debitului drenajelor propus de Certousov [3], care introduce noţiunea de pantă medie generală, eliminînd astfel valoarea R care nu se poate defini şi nici determina din ecuaţia clasică a lui Dupuit :

$$q=\frac{k}{2}\,\frac{(H^2-h^2)}{R}, \tag{7}$$

în care R este depărtarea de la axa drenului, a punctului unde curba de depresiune atinge planul orizontal al oglinzii netulburate.

Scriind ecuaţia (7) sub forma :

$$q=\frac{k}{2}\,(H+h)\,\frac{(H-h)}{R} \tag{8}$$

şi înlocuind $\frac{H-h}{R}$ prin I_m,

se obţine :

$$q=\frac{k\cdot(H+h)}{2}\cdot I_m,$$

iar pentru valorile I_m, Certousov dă tabela 2 cu ordinul lor de mărime, în limite destul de largi, după caracteristicile unei clasificări foarte simple a rocilor permeabile.

Or, pantele generale, reale, în cuprinsul depresiunii provocate de drenul de la Timişeşti, au valori de 0,017—0,019, pe cînd valorile corespunzătoare naturii terenului de acolo, după tabela 2 a lui Certousov, sînt de 0,003—0,005, adică de 4—5 ori mai mici decît în realitate.

De altfel, se poate constata că panta generală a stratului în zona de depresiune se schimbă cu nivelul apei subterane, urmînd aproape fidel sensul variaţiilor. In fig. 6 s-au trecut variaţiile de nivel şi cele ale pantei generale în profilurile *II şi III*, după datele culese în timpul cercetărilor din martie şi aprilie 1956. Se vede că cele două linii, care reprezintă respectiv pantele şi nivelele, au o alură aproape paralelă.

Afară de aceasta, însăşi lipsa de corelaţie constatată mai sus între pantă, permeabilitate şi granulometrie arată că procedeul cu introducerea noţiunii de pantă medie generală caracteristică nu poate da nici pe departe rezultate conforme cu realitatea.

Tabela 2

Natura terenului	I_m
Nisip gros, pietriş	0,003—0,005
Nisip mediu	0,005—0,015
Nisip slab argilos	0,03
Nisip argilos	0,05—0,10
Argilă nisipoasă	0,15

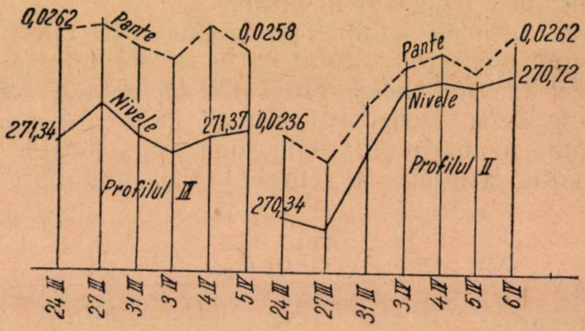


Fig. 6

O altă chestiune încă nerezolvată, care ar putea avea o oarecare valoare practică, ar fi găsirea unei legi pentru corectura ce trebuie aplicată coeficientului k, determinat prin probe de pompare cu puţuri de observaţie (metoda Thiem) în straturi cu panta oglinzii destul de mare (peste 0,01) şi care tulbură considerabil simetria axială a spectrului suprafeţei de depresiune în jurul puţului, din care se pompează, astfel încît se obţin valori eronate (mult prea mari) pentru k.

După cum se constată la forajele F_{33}, F_{34}, F_{35} la care s-au determinat valorile k după metoda uzuală prin probe de pompare, aceste valori sînt mult mai mari decît cele reale, calculate cu referire la debitele reale măsurate şi ţinînd seamă de pantele reale în jurul acestor foraje (tabela 1).

In tabela 3 sînt trecute, alături de valorile k găsite prin probe de pompare în cele trei foraje, valorile calculate, reale, ale coeficienţilor k care dau debitele unitare reale, raportul lor c şi pantele respective.

Tabela 3

Profil	*k experimental*	*k real*	*c*	*i*
I	0,0048	0,00228	0,475	0,026
II	0,0205	0,00945	0,460	0,018
III	0,0026	0;00095	0,366	0,030

Corectarea ce ar trebui aplicată în cazul forajelor de la Timişeşti, făcute în zona de depresiune a drenului, cu pante ale oglinzii mergînd pînă la 3%, ar fi deci în medie de circa 0,430. Pentru a rezolva această problemă ar trebui întreprinse experienţe de laborator şi numeroase determinări practice pe teren.

Din cele trei perechi de valori pe care le posedăm nu se poate scoate o corelaţie.

O altă problemă încă nerezolvată teoretic şi nici practic este, cum s-a arătat în articolul citat [1], determinarea nivelului apei imediat lîngă dren şi, în legătură cu aceasta, panta maximă a oglinzii ei în acelaşi loc.

Bineînţeles că nu s-a putut face un sondaj chiar la peretele exterior al drenului de la Timişeşti, dar cele mai apropiate sondaje sînt F_{13}, F_{18}, F_{23} la 5 m distanţă de la dren şi acestea indică înălţimi de apă de, respectiv, 0,34, 1,69 şi 1,15 m, cu pante în aceste locuri de 0,087, 0,014 şi 0,031.

Aceste pante care, după cum se vede din succesiunea şi corespondenţa cu valorile k respective, nu se pot orîndui într-o lege, corespund unor unghiuri foarte mici (50' pînă la 5^0) şi nu reprezintă, desigur, pantele maxime chiar lîngă dren. Aceste pante limite, dacă există, se vor putea determina numai prin experienţe de laborator. În orice caz, înălţimile relativ mari, găsite la distanţă mică de dren, indică lipsa de aplicabilitate a formulelor teoretice pentru înălţimea critică, cum ar fi, de exemplu, aceea după formula lui Ch. Jaeger (v. articolul citat [1]):

$$h_{cr} = 0{,}637 \cdot \frac{q}{k},$$

care dă, în cazul nostru, valori de 2—4 cm.

Aplicînd teoria drenului a lui Dupuit, între secţiunile extreme cunoscute ale profilurilor *I*, *II* şi *III* cu formula:

$$q = \frac{k_m}{2} \; \frac{\left(h_1^2 - h_n^2\right)}{L} \tag{12}$$

şi cu valorile medii k_m echivalente succesiunii de permeabilităţi reale, pe orizontală de-a lungul profilurilor, se obbţin debitele unitare pe profilurile trecute în tabela 4, unde se vede că valorile debitelor astfel găsite sînt cu 2—14% mai mici decît cele reale, deci destul de apropiate, dacă luăm în consideraţie gradul de aproximaţie posibil la asemenea calcule.

Valoarea medie echivalentă k_m pentru o succesiune de permeabilităţi diferite pe orizontală, se determină după cum urmează:

pentru o porţiune între două secţiuni ale unui profil, debitul unitar este

$$q = \frac{k_1}{2} \; \frac{h_1^2 - h_2^2}{l_1} \quad \text{sau} \quad h_1^2 - h_2^2 = 2\, q \cdot \frac{L_1}{k_1}\,; \tag{9}$$

Tabela **4**

Debite calculate cu formula (12)

Profil	*km*	h_1	*hn*	*L*	*qcalc*	*qreal*	Raport
I	0,00332	4,21	0.34	130	22,6	23	0,98
II	0,00906	4,27	1,69	130	54,0	63	0,86
III	5,00135	4,06	1,15	110	9,2	10	0,92

pentru secţiunea următoare se poate scrie la fel:

$$h_2^2 - h_3^2 = 2\, q \cdot \frac{L_2}{k_2} \tag{10}$$

şi aşa mai departe.

$$h_1^2 - h_n^2 = 2\, q \left(\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \ldots + \frac{L_n}{k_n}\right) \tag{11}$$

Adunînd ecuaţiile (9), (10) etc., se obţine: şi, identificînd cu ecuaţia echivalent (12), se obţine relaţia:

$$k_m = \frac{L}{\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \frac{L_3}{k_3} + \ldots} \,. \tag{13}$$

Valorile k_m din tabela 4 au fost calculate pentru fiecare profil cu valorile reale k_1, k_2, k_3,... din tabela 1.

Din comparaţiile făcute aici între teorie şi realitate reiese deci că, deşi formula clasică a lui Dupuit aplicată cu prudenţă poate da rezultate destul de aproape de realitate, rămîne totuşi ca singura metodă valabilă pentru calculul debitului unui dren interceptor proiectat, aşezat pe patul impermeabil într-un curent subteran freatic, determinarea capacităţii unitare a curentului după formula (1).

Pentru determinarea cît mai exactă a elementelor necesare, mai ales a coeficienţilor k, trebuie făcute sondaje şi pompări în număr suficient pe o linie oarecare, care urmează o curbă de nivel a oglinzii apei subterane în amonte de linia viitoare de captare.

După cum am văzut, variaţia permeabilităţii transversale la linia de captare, nu influenţează rezultatul final al calculului debitului de captare, care, în ultimă analiză, este egal, sau aproape egal, cu capacitatea stratului.

Bineînţeles că înălţimea coloanei de apă, adică grosimea stratului freatic, este un element tot atît de important al calculului, dar ale cărui variaţii, mai ales după secete îndelungate, sînt foarte greu de determinat, deoarece nu dispunem nicăieri de observaţii sistematice îndelungate.

Deoarece este vorba de apă freatică, unele informaţii preţioase se vor putea obţine eventual de la localnici din obesrvarea fîntînilor din apropiere. În orice caz, se impune o prudenţă deosebită în fixarea înălţimii minime a stratului de apă freatică. Aceasta trebuie verificată în orice caz prin calcule hidrografice generale şi globale pe bazin.

Bibliografie

[1] *Melzer A.:* Problemele mişcării apei subterane în legătură cu dimensionarea captărilor de apă, Revista Hidrotehnica, nr. 1/1956.

[2] *Pavlovski N. N.:* Hidraulica, Moscova, 1933.

[3] *Certousov:* Curs special de hidraulică, Moscova, 1949.

★

О РЕЗУЛЬТАТАХ ИЗМЕРЕНИЙ ПРОВЕДЕННЫХ НА ЭКСПЛУАТИРУЕМОМ КАПТАЖНОМ ДРЕНАЖЕ

Рассматриваются результаты гидрогеологических исследований в каптажной зоне находящегося в эксплуатации дренажа. Исследования были проведены с целью сравгнения фактического поведения грунтовых вод вокру эксплуатируемого дренажа с данными теоретических формул.

Выводятся заключения о значении и эффективности теории, с целью ее применения в практике проектирования каптажей грунтовых вод. Для разъяснения ряда неразрешенных вопросов предлагается проведение полевых и лабораторных исследований.

BEOBACHTUNGEN AUF GRUND VON MESSUNGEN AN EINEM IM BETRIEB BEFINDLICHEN WASSERFASSUNGSDRÄN

Im vorliegenden Aufsatz werden die Resultate der im Wasserfassungsgelände einer im Betrieb befindlichen Trinkwasserfassung durch Drän, vorgenommenen Untersuchungen durch Bohrungen, besprochen. Diese Bohrungen und vorliegenden Untersuchungen wurden eigens zum Zwecke vorgenommen, um den Vergleich des wirklichen Verhaltens eines Grundwasserstromes in der Nähe eines im Betrieb befindlichen Wasserfassungsdräns, mit den von den theoretischen Formeln gelieferten Angaben, zu ermöglichen. Es werden Schlüsse gezogen über das Geltungsbereich und die Brauchbarkeit der Theorie in Hinsicht auf ihre Verwendung in der Entwurfspraxis für Grundwasserfassungen dieser Art. Es werden auch Vorschläge gemacht für die Ausführung von Laboratoriumsversuche und Bohrversuche im Gelände, um noch einige Fragen die bis jetzt noch nicht gelöst wurden, zu klären.

Studiul de laborator al unei prize de apă cu nivel liber *)

Ing. **M. Kahan** şi ing. **C. Iamandi**

Proiectarea prizelor de apă cu nivel liber, cu sau fără barare, este o problemă delicată, care necesită un studiu amănunţit atît al condiţiilor iniţiale (topografice, hidrografice etc.), cît şi al condiţiilor de exploatare impuse.

În prezenta lucrare s-a căutat să se studieze cîteva aspecte ce s-au ivit la o construcţie importantă de la noi din ţară şi să se expună unele rezultate obţinute, priza de apă fiind cu nivel liber cu barare.

Ansamblul studiat urmează să asigure apa de răcire necesară unei uzine termoelectrice. Construcţia este prevăzută a se executa pe un rîu de munte şi prezintă toate caracteristicile unei asemenea lucrări:

— vagabondarea albiei minore în limitele foarte largi ale albiei majore;

— panta mare a terenului;

— variaţia debitului de la valori foarte mici la valori foarte mari;

— transport însemnat de aluviuni cu granulometrie grosieră.

Din punct de vedere constructiv, ansamblul prevăzut este format dintr-un baraj cu stavile mobile, priza este amplasată pe malul drept, axa ei făcînd un unghi de 60^0 faţă de axa barajului.

Pentru spălarea zonei din faţa prizei s-a prevăzut o deschidere de spălare în frontul barajului şi un prag circular în faţa grătarului.

Tot pentru evacuarea depunerilor din faţa grătarului au fost prevăzute canale de spălare în radierul construcţiei.

★

Ţinînd seamă de problemele care apar în funcţionarea unei astfel de prize, s-a trecut la alegerea scării de modelare.

---

*) Studiul a fost efectuat în cadrul Secţiei Hidrotehnice a I.M.A. al Academiei R.P.R. de sub conducerea tov. prof. D. Dumitrescu membru corespondent al Academiei R.P.R.

Respectînd criteriile de similitudine corespunzătoare şi ţinînd seamă de disponibilităţile în laborator, s-a ajuns la stabilirea unei scări a lungimilor de 1/50.

S-a realizat, de asemenea şi un model de detaliu la scara de 1/20, care reproduce numai priza cu dispozitivele ei de spălare; acesta a fost folosit pentru studiul eficacităţii canalelor de spălare din radierul construcţiei.

Granulometria materialului de modelare corespunzător scărilor 1/50 şi 1/20, a fost determinată pe baza datelor granulometrice a materialului din natură.

★

După verificarea rugozităţilor modelului, s-a trecut la studiul problemei propriu-zise.

La început s-a urmărit aspectul general al scurgerii atît în albia nebarată cît şi după modelarea nodului hidrotehnic şi s-au putut face o serie de observaţii necesare în rezolvarea unor probleme de funcţionare a prizei. Prin urmărirea liniilor de curent materializate cu ajutorul plutitorilor luminoşi sau prin lansarea unor jeturi de hipermanganat s-au putut trage următoarele concluzii:

În situaţie naturală:

— la toate debitele liniile de curent sînt concentrate către malul drept (fig. 1);

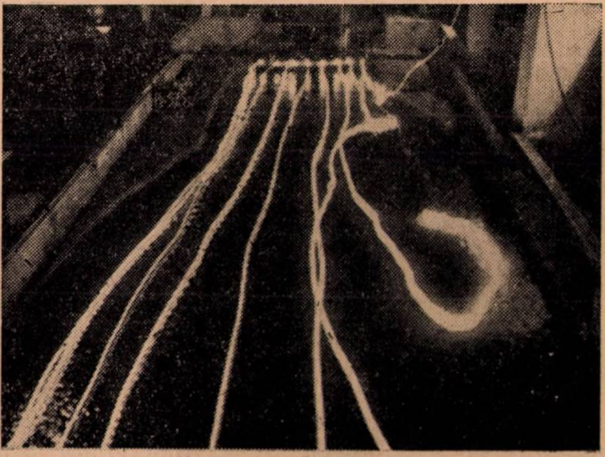


Fig. 1

— vitezele maxime sînt către malul drept, unde adîncimile sînt mai mari;

— către malul stîng există o zonă staţionară a scurgerii.

În situaţia cu barare are loc o deviere a direcţiei curentului în amonte de baraj cu un unghi de 20^0—30^0 spre malul stîng (fig. 2). Acest fenomen dă naştere la o pantă transversală a oglinzii apei ridicată spre malul stîng.

În studiul iniţial s-a urmărit şi modificarea capacităţii de transport a debitului solid, care are loc după construcţia barajului.

Astfel după cum se ştie, capacitatea de transport a unui rîu scade după construcţia nodurilor hidrotehnice, pe toată regiunea amonte de nod, pe care se întinde supraînălţarea curbelor de remu provocate de baraj. Această scădere a capacităţii de transport duce la o colmatare a biefului amonte care provoacă greutăţi mari în exploatare.

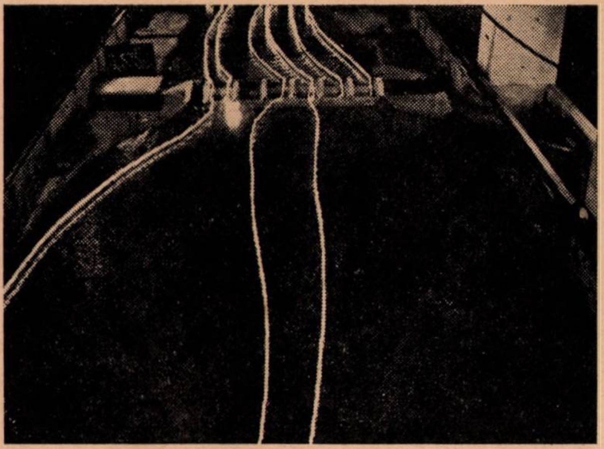


Fig. 2

În cazul de faţă, din analiza modificării curbelor de remu, rezultă o creştere importantă a adîncimilor cu circa 20—30% şi, deci, o micşorare a vitezelor pe rîu cu 20—30%.

Considerînd că între capacitatea de transport şi viteza medie a rîului este o dependenţă de forma:

$$g=Ku^4$$

în care:

g este debitul solid,
K — parametru,
u — viteza medie.

rezultă că în cazul de faţă este de aşteptat o scădere a capacităţii de transport de 2—3 ori. Dată fiind lipsa măsurătorilor şi a datelor din natură, necesare la un asemenea studiu, problema a fost studiată calitativ.

★

Cunoscînd toate cele de mai sus, s-a trecut la studierea problemelor legate de exploatarea prizei.

Studiul propriu-zis al prizei prezintă trei aspecte şi anume:

a) studiul curenţilor de alimentare ai prizei;

b) studiul tendinţelor de colmatare în zona prizei;

c) studiul eficacităţii dispozitivelor de spălare ale prizei.

a) La problema *curenţilor de alimentare ai prizei,* s-a avut în vedere faptul că debitul maxim de captare de circa 15 m^3/s este mai mic decît debitul iniţial al transportului materialului solid. Debitul iniţial, pe baza datelor de teren aproximative de care s-a dispus poate fi apreciat la aproximativ 25—40 m^3/s fiind calculat cu relaţia :

$$q = \left(\frac{a \cdot d}{i}\right)^{3/2},$$

în care :

q este debitul unitar în m^3/s şi m;
a — 0,17;
d — diametrul aluviunilor, în m;
i — panta rîului.

In aceste condiţii se poate afirma că pînă la debite de 20—40 m^3/s, priza va lucra în condiţiile unei ape captate cu cantităţi minime de aluviuni. Pentru debite mai mari, apele încep să transporte cantităţi importante de aluviuni. Deci, pentru un astfel de debit trebuie să asigurăm alimentarea prizei cu curenţi de suprafaţă, care se caracterizează printr-o turbiditate mai mică faţă de curenţii de fund.

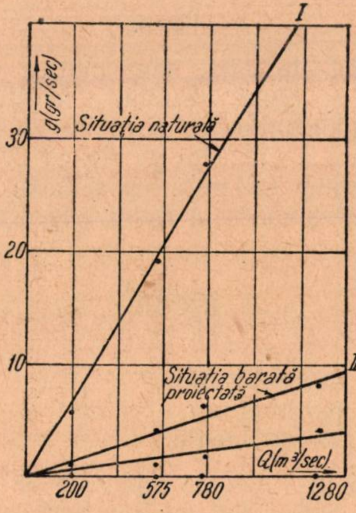


Fig. 3

Verificarea condiţiilor de alimentare s-a făcut pentru debite ce vin pe rîu de 17,5 ; 52,5 şi 105 m^3/s şi cu o alimentare constantă a prizei cu un debit de aproximativ 17,5 m^3/s.

Experienţele au arătat că la debite mici priza este alimentată cu curenţi de suprafaţă. Pe măsură ce debitele care vin pe rîu cresc, în cazul în care stavilele barajului sînt menţinute în poziţie de barare, curenţii de suprafaţă se dirijează din ce în ce mai mult spre deschiderile barajului, iar priza se alimentează prin curenţi de fund.

De aici a rezultat recomandarea ca în timpul exploatării barajului, la debitele ce depăşesc valoarea aceluia care marchează începutul transportului aluvionar să fie manevrate stavilele în mod corespunzător, astfel încît să se dirijeze spre baraj curenţii de fund şi să se asigure alimentarea prizei în continuare cu curenţi de suprafaţă cu apă curată.

b) În ceea ce priveşte *tendinţa de colmatare a prizei*, s-au efectuat experienţe pentru situaţia iniţială şi pentru alte variante tip *A, B, C* şi *D*, indicate în fig. 4.

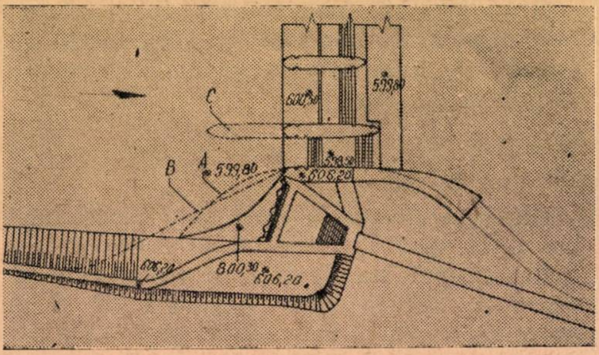


Fig. 4

În cazul tipului *A*, avant-radierul prizei s-a curbat spre exterior.

La varianta tip *B*, s-a rotit frontul prizei spre direcţia curentului principal.

La varianta tip *C*, s-a prelungit pila spălării spre amonte, pentru a forma în faţa prizei un canal de spălare evazat.

La priza tip *D*, s-a rotit frontul prizei la 90° faţă de axa barajului şi s-a păstrat prelungirea prizei spre amonte, pentru a forma în faţa prizei un canal prismatic de spălare.

Experienţele s-au urmărit pe baza tendinţelor de mişcare a bancurilor de nisip care se formează în bieful amonte al nodului hidrotehnic, în ipoteza că toate stavilele sînt coborîte iar deschiderea de spălare — închisă (fig. 5, 6, 7).

Experienţele au arătat că în situaţia iniţială (fig. 5) există o accentuată tendinţă de colmatare a regiunii prizei. Aceasta se datoreşte amplasării prizei într-un intrînd, ducînd la curbarea intensă a liniilor de curent şi la formarea unui vîrtej de stagnare în faţa prizei. Această situaţie defavorabilă poate fi ameliorată prin rotirea frontului prizei şi mutarea barajului spre malul drept, astfel încît să se obţină o micşorare a curbării liniilor de curent şi a vîrtejului de stagnare din faţa prizei.

Intr-adevăr, experienţele efectuate cu priza tip *B* (fig. 6) şi în special priza tip *C* (fig. 7) au arătat o tendinţă accentuată de micşorare a colmatării în faţa prizei.

In timpul experienţelor cu priza tip *D*, a apărut un fenomen cu totul aparte, care îmbunătăţeşte în mod simţitor condiţiile de exploatare. Prin coborîrea completă a clapetelor (articulate în pragul de fund al barajului), se formează un puternic curent de fund în lungul prelungirii pilei de spălare, curent care se întinde spre amonte, între capul pilei şi malul drept, transversal intrării în avant-canalul prizei. Astfel, se barează drumul aluviunilor, care sînt dirijate aproape integral către prima deschidere curentă a barajului. Curentul de fund se menţine şi în cazul în care priza funcţionează cu capacitatea ei maximă, deoarece raportul dintre viteza apei ce trece prin deschiderile curente ale barajului şi viteza la gura avant-canalului se păstrează mare, asigurînd astfel dirijarea aproape integrală a aluviunilor către baraj.

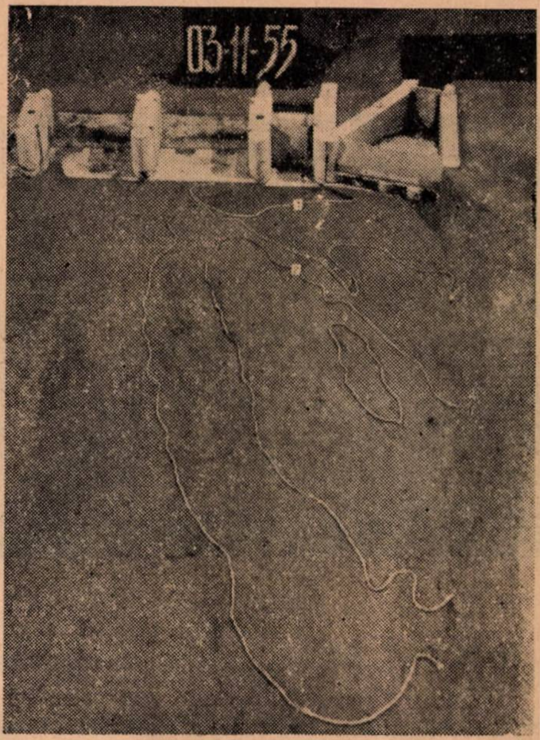


Fig. 5

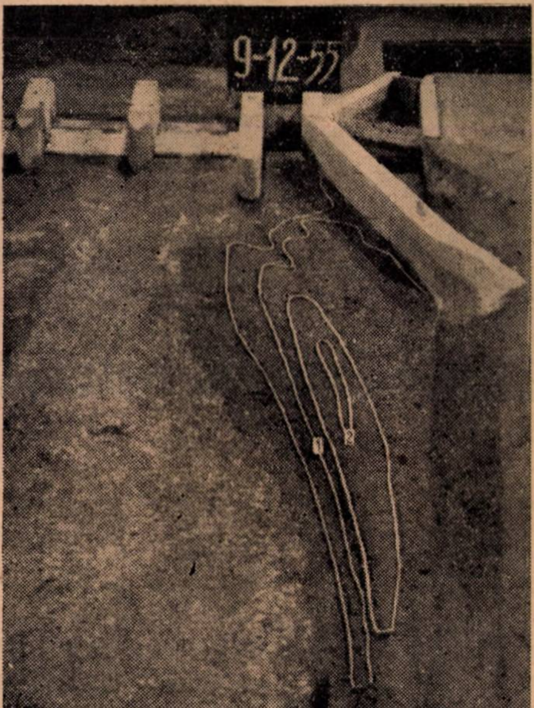


Fig. 6

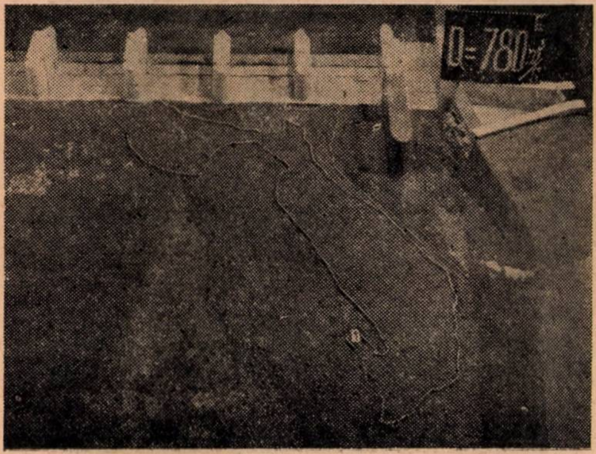


Fig. 7

În timpul experienţelor, particulele care se dirijează spre priză sînt extrem de puţine şi într-o cantitate globală neglijabilă, iar curentul de fund, arătat mai sus, se profilează pe fundul albiei în mod clar (fig. 7). Toate cele arătate justifică, pe deplin, adoptarea unei prize de tip *D,* axa ei putînd fi considerată paralelă cu direcţia curenţilor principali. Se poate considera că axa prizei este paralelă cu curentul principal, deoarece frontul prizei în soluţia propusă corespunde cu vana de spălare.

c) Studiul *eficacităţii dispozitivelor de spălare* priveşte atît deschiderea în frontul barajului, cît şi golirile de fund din radierul prizei, prevăzute în proiect.

Studiul deschiderii de spălare a fost efectuat pe modelul de ansamblu la scara 1 : 50. Experienţele au fost efectuate asupra unui strat de aluviuni aşternut în toată regiunea amonte din faţa prizei cu o grosime care atingea nivelul radierului din deschiderea curentă a barajului.

Experienţele privind situaţia iniţială (fig. 8) au arătat că zona de spălare din faţa prizei este extrem de redusă la toate nivelele amonte.

Cauza principală a acestei situaţii s-a arătat a fi evazarea accentuată a curentului în zona amonte şi sporirea mare a secţiunii de scurgere care aduce o micşorare a vitezelor şi, deci, o micşorare a capacităţii de transport a curentului.

Eficacitatea de spălare redusă a deschiderii de spălare a rezultat în condiţiile unei capacităţi de debit lichid relativ mare a acestei deschideri, deci în condiţiile unui important consum de apă.

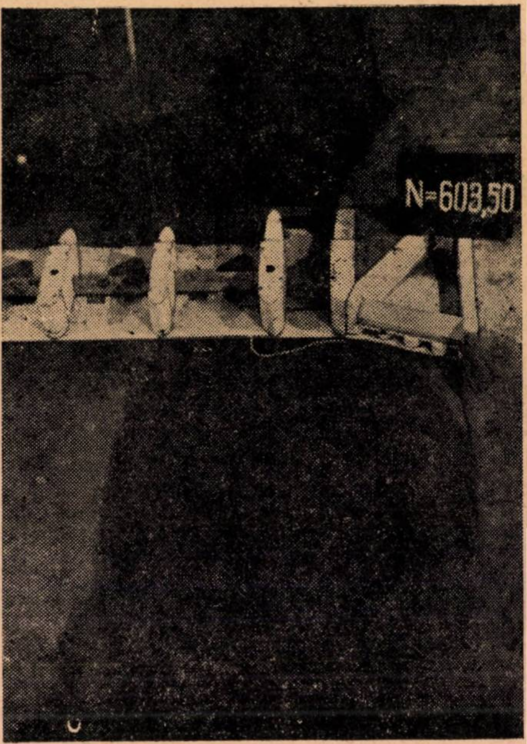


Fig. 8

Din aceste experienţe a reieşit că o sporire a eficacităţii de spălare se poate obţine, în special, pe calea menţinerii unei secţiuni de scurgere redusă în faţa prizei. In acest scop s-a trecut la prizele de tip *A* şi *B*, care s-au dovedit de asemenea puţin eficace (fig. 9 şi 10).

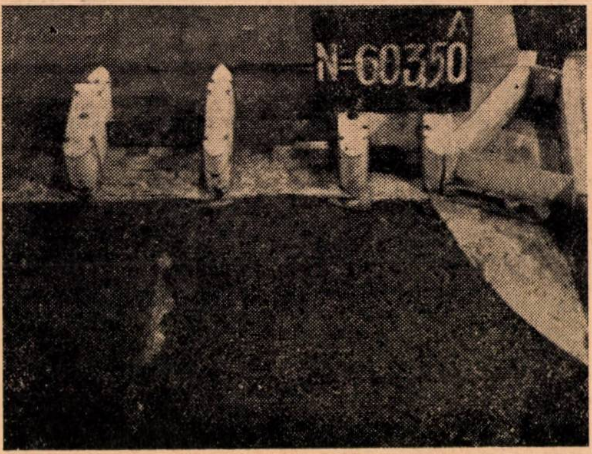


Fig. 9

Priza tip *C*, soluţie obţinută prin prelungirea pilei de spălare, a prezentat o eficacitate de spălare vădit sporită, în special în lungul pilei şi nu în aceeaşi măsură şi în lungul frontului prizei (fig. 11).

Priza tip *D*, la care s-a obţinut un canal de secţiune aproape constantă în faţa prizei, s-a dovedit a fi cu deosebire indicată, deoarece asigură o eficacitate de spălare mult îmbunătăţită (fig. 12).

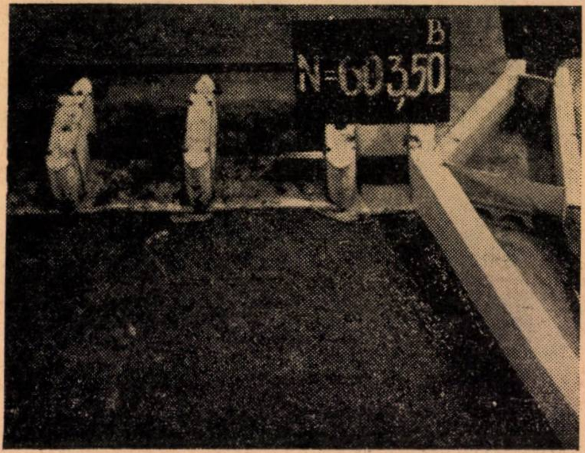


Fig. 10

Deşi eficacitatea spălării a fost îmbunătăţită simţitor, capacitatea de debit a deschiderii de spălare a rămas mare, iar timpul necesar spălării, relativ important.

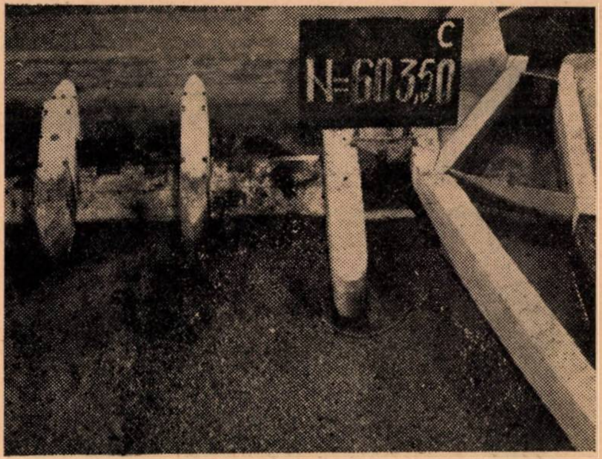


Fig. 11

Din cele de mai sus rezultă că spălările eficace se pot realiza, fie numai la debite importante pe rîu, deci la perioade neregulate şi mari de timp, fie prin prelungirea spălării timp îndelungat, deci cu întreruperi mari de funcţionare a prizei şi pentru care nu avem întotdeauna asigurat volumul necesar de apă acumulat în bieful amonte.

Inconvenientele de mai sus sînt cu atît mai accentuate, în cazul rîurilor de munte.

Pentru a remedia această situaţie, s-a propus adoptarea unui sistem nou de exploatare a unor asemenea tipuri de priză, prin introducerea unei vane suplimentare de exploatare la capul amonte al avant-canalului. Prin manevrarea corespunzătoare a acestei vane şi trecerea debitului de apă pe sub ea, se obţine o sporire considerabilă a energiei jetului de apă care intră în avant-canal şi, deci, o capacitate mult sporită, de spălare (fig. 13). Timpul de spălare se poate reduce cu un astfel de dispozitiv pînă la 4—6 ori pentru cazul nodului studiat, sau se poate obţine aceeaşi eficacitate de spălare cu un debit corespunzător mai mic.

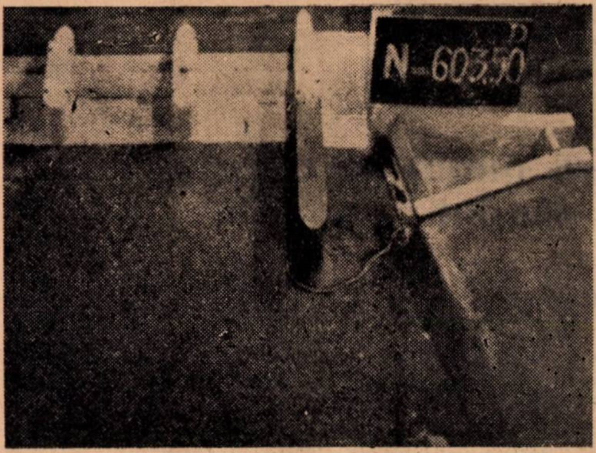


Fig. 12

Vana amonte nu necesită nici un sistem de etanşare şi poate fi, în general, una şi aceeaşi cu vana batardou a deschiderii de spălare.

Date fiind avantajele importante care se obţin printr-un asemenea dispozitiv, se propune adoptarea lui.

În ceea ce priveşte golirile de fund prevăzute iniţial pentru a spăla regiunea din faţa pragului prizei, trebuie arătat de la început, că în literatura tehnică de specialitate există o indicaţie că asemenea dispozitive la prize de apă pe rîuri de munte nu dau rezultate care să justifice construirea lor. De aceea şi cercetările noastre asupra acestei probleme au fost reduse.

Experienţele au fost efectuate pe un model la scara 1 : 20 şi au confirmat indicaţiile din literatura tehnică de specialitate.

Golirile de fund, deşi cer un volum relativ mare de apă, au eficacitate de spălare foarte restrînsă. În condiţiile unui rîu de munte (cu bolovani şi aluviuni mari), această zonă restrînsă a eficacităţii de spălare poate fi complet anulată prin colmatare cu material mare şi grosier, care necesită viteze de spălare mult mai mari decît cele cerute de materialul uniform, avut în vedere în laborator (fig. 14). S-au încercat dispozitive care să mărească eficacitatea de spălare (ca redane la intrare care măresc turbulenţa curentului), fără a obţine însă o tendinţă de ameliorare.

Experienţele au scos în evidenţă faptul că

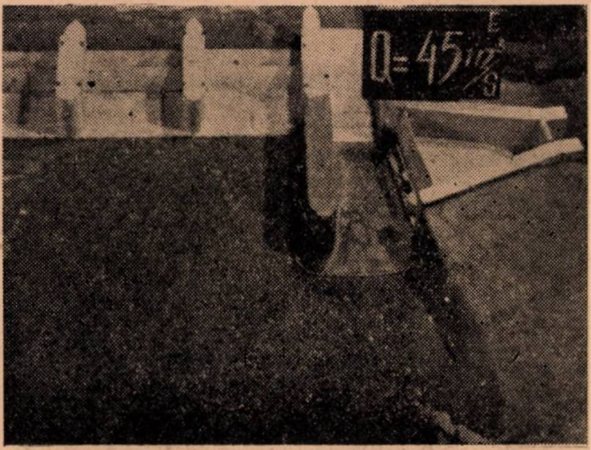


Fig. 13

zona de spălare rămîne practic aceeaşi pentru o variaţie importantă a nivelelor amonte.

Deci, manevrarea golirilor de fund se poate face cu acelaşi succes, atît la debite mari cît şi la debite mici.

Experienţele au mai scos în evidenţă că jetul de apă, care iese în aval din golirile de fund, are o viteză importantă şi o energie care poate provoca afuieri locale importante şi care cer măsuri constructive de consolidare în aval.

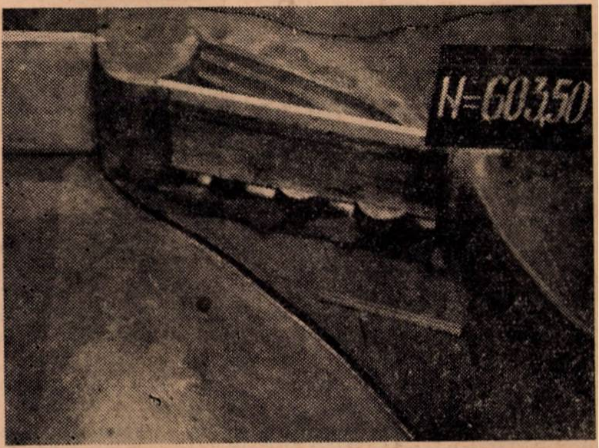


Fig. 14

Se poate, desigur, aprecia că golirile de fund pot da rezultate mai favorabile în cazul în care sînt adaptate la prize tip buzunar la care se păstrează o secţiune mică de scurgere în faţa lor. La acelaşi debit de apă ele rămîn însă mult mai puţin eficace decît în cazul spălării prin deschideri de spălare şi trecerea jetului de apă pe sub vana amonte de manevrare propusă mai sus.

Cele cîteva aspecte prezentate mai sus pot conduce la o înțelegere mai justă a modulului de funcționare a prizelor cu nivel liber și pot, printr-o folosire judicioasă, conduce la soluții mai favorabile în construcțiile hidrotehnice de acest tip, pe care le construim la noi în țară.

Desigur că studiul prezentat nu are pretenția de a fi rezolvat complet problemele puse și ele urmează a fi studiate în continuare.

*

ЛАБОРАТОРНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ВОДОЗАБОРА СО СВОБОДНЫМ УРОВНЕМ

В статье освещается ряд вопросов в связи с строительством одного из крупных сооружений у нас в стране, применительно к водозаборам со свободным уровнем с плотиной, а также отмечаются достигнутые результаты.

LABORATORIUMSVERSUCHE BETREFFEND EINE WASSERENTNAHME MIT FREIEM SPIEGEL

Es werden einige Ergebnisse untersucht die bei den Versuchen für eine grössere Wasserentnahme mit freiem Spiegel und Stauwehr erhalten wurden.

Aplicarea principiului stării limită în calculul masivelor de pămînt

Conf. ing. **R. J. Bally**, cand. în şt. tehn.
şi ing **.E. Zaharescu**

Calculul construcțiilor pe baza principiului stării limită formează obiectul unei preocupări tot mai susținute a cercurilor inginerești.

Cauzele care pot face ca o construcție să atingă starea-limită, deci starea în care din considerente constructive ,exploatarea ei nu mai este posibilă, au fost grupate în următoarele categorii :

— solicitările depășesc capacitatea de rezistență a construcției, ceea ce duce la distrugerea ei ;

— solicitările, fără să ducă la distrugerea construcției, provoacă deformații incompatibile cu condițiile de exploatare ;

— solicitările duc la deformații sau distrugeri cu caracter local, dar care împiedică exploatarea construcției.

Spre deosebire de alte metode de calcul (metoda rezistențelor admisibile, metoda rezistențelor la rupere), metodele de calcul bazate pe principiul stării limită reprezintă un important pas înainte, întrucît :

— principiul stării limită presupune aprecierea în fiecare caz în parte a modului în care exploatarea construcției poate fi împiedicată ;

— în timp ce în alte metode de calcul se încearcă să se cuprindă toate abaterile posibile de la ipotezele de bază într-un singur coeficient de siguranță, metodele bazate pe principiul stării limită tind să stabilească coeficienții diferențiați pentru factorii care influențează comportarea construcției.

Aceasta permite ca, prin aplicarea principiului stării limită, să se aprecieze în calcul, în mod apropiat de realitate, felul în care lucrează construcția. Calculul după principiul stării limită reprezintă o sinteză a rezultatelor obținute pînă în prezent în calculul construcțiilor ; utilizînd aceste rezultate, precum și numeroasele date experimentale și observații obținute în anii din urmă, el face trecerea la un stadiu superior, mai complex și mai just, al calculului construcțiilor.

Problemele legate de calculul masivelor de pămînt se pot grupa în trei categorii : calculul capacității portante a pămîntului de fundație, calculul de stabilitate al taluzelor și calculul împingerii pămîntului.

In momentul de față nu se folosește în practica curentă un mod de tratare unitar pentru toate aceste probleme și nici măcar pentru fiecare dintre aceste probleme luate izolat. Pentru capacitatea portantă a pămîntului de fundație se aplică în mod curent metoda presiunilor admisibile, cu verificarea în anumite cazuri a tasărilor probabile. Numai în cazuri speciale se aplică una dintre variatele formule de stabilire a capacității portante, bazate, fie pe ipoteza sarcinii de rupere, fie pe principiul limitării zonelor în stare de echilibru limită. Pentru calculul stabilității taluzelor și al împingerii pămîntului, se aplică aproape exclusiv metodele bazate pe stabilirea efortului la rupere. In ce privește coeficientul de siguranță, în majoritatea cazurilor se recurge la un coeficient de siguranță unic. Trebuie remarcat totuși că se încearcă o apreciere cît mai corectă a coeficientului de siguranță prin reproducerea cît mai fidelă a condițiilor naturale la determinarea caracteristicilor pămîntului, printr-o cît mai bună diferențiere a categoriilor de pămînt în tabelele de presiuni admisibile etc. Însă toate acestea sînt bazate, de obicei, pe aprecieri pur empirice.

Numeroasele studii apărute în ultimul timp au atacat aspecte dintre cele mai variate ale calculului masivelor de pămînt.

O mare importanță s-a acordat problemei repartiției tensiunilor în pămînt (Sokolovski, Golușkevici, Gorbunov-Posadov etc.). O serie de studii se referă la ipotezele asupra scoaterii din exploatare a construcțiilor și asupra tasărilor admisibile (Polșin, Egorov, Razarionov etc.). In sfîrșit, o serie de studii cercetează coeficienții caracteristici ai pămîntului care intră în calcule ; acestea din urmă nu numai că aduc precizări în modul de determinare al coeficienților caracteristici ai pămînturilor, dar pun în discuție însăși limitele de aplicabilitate ale legilor de bază ale mecanicii pămînturilor. Astfel, se pune în discuție criteriul clasic de rupere a pămînturilor ($\tau=\sigma tg\varphi+c$) *și modul cum se determină și se interpretează caracteristicile mecanice ale pămîntului (Malîșev, Denisov, Maslov, Niciporovici etc.), s-a scos în evidență faptul că modulul corespunzător modulului de elasticitate nu este constant în cazul pămînturilor, la fel coeficientul de deformație laterală (Malîșev, Barșevski). In sfîrșit, s-au adus obiecții cu privire la aplicabilitatea legii lui Darcy la pămînturi, întrucît s-a constatat că, în cazul argilelor, este nece-*

sar a se introduce noţiunea de gradient iniţial (Reltov, Roza).

Toate aceste studii alcătuiesc însă materiale disparate. Cu dezvoltarea recentă a tehnicii construcţiilor şi a lucrărilor legate de masivele de pămînt, apare din ce în ce mai evidentă necesitatea grupării tuturor acestor studii într-un sistem unitar de calcul, care să traseze în acelaşi timp şi linia de dezvoltare ulterioară a cercetărilor în domeniul comportării masivelor de pămînt în construcţii. In prezent, se tinde spre un sistem de calcul bazat pe principiul stării limită.

Ipotezele asupra modului de deformare al masivelor de pămînt şi interpretarea lor în calcul

Trebuie observat de la început că există o oarecare neclaritate şi suprapunere de noţiuni în folosirea nomenclaturii în domeniul deformaţiilor pămîntului.

Se spune că pămînturile pot avea deformaţii elastice şi plastice, că pot fi considerate, în anumite game de variaţie a eforturilor, ca medii elastice la studiul cărora se pot folosi rezultatele teoriei elasticităţii.

In mod curent, prin deformaţii elastice se înţeleg deformaţiile reversibile şi, de cele mai multe ori, se subînţelege starea elastică liniară, deci posibilitatea de a folosi în calcule legea lui Hooke. Pe de altă parte, prin deformaţii plastice se înţeleg în mod curent, fie deformaţiile de formă fără schimbare de volum, fie deformaţiile nereversibile. La pămînturi, situaţia este următoarea : sub încărcări statice, numai o foarte mică parte a deformaţiilor sînt reversibile (deformaţii sub sarcini dinamice şi statice în anumite condiţii etc.). In schimb, pentru game suficient de restrînse de variaţie a eforturilor, atunci cînd procesele de încărcare sînt simple (încărcările variază monoton în raport cu un parametru general), se poate considera că există o corelaţie liniară între efort şi deformaţie, această corelaţie referindu-se însă la deformaţiile totale, care includ atît deformaţiile reversibile, cît şi cele ireversibile. Deformaţii plastice în sensul de deformaţii sub volum constant se întîlnesc numai la anumite pămînturi şi numai pentru anumite stări de consistenţă.

Pentru îmbunătăţirea terminologiei credem că este indicat să se adopte următoarele denumiri pentru deformaţiile pămîntului :

— deformaţiile pămîntului se împart, după comportarea lor la înlăturarea sarcinilor care le-au produs, în : deformaţii elastice (reversibile) şi deformaţii plastice (ireversibile) ;

— deformaţiile pămînturilor se împart, după corelaţia cu eforturile care le produc : în deformaţii liniare şi neliniare, după cum raportul dintre creşterea deformaţiei şi creşterea efortului care a produs-o este constant sau variabil ;

— pentru a scoate în evidenţă în mod corect trăsătura caracteristică a comportării masivelor — faptul că sarcinile suficient de mici provoacă numai deformaţii liniare ale masivului, ele urmează să fie numite medii liniar deformabile şi nu medii elastice.

Calculul deformaţiilor masivelor de pămînt se face în momentul de faţă exclusiv în ipoteza mediului liniar deformabil care necesită cunoaşterea a doi coeficienţi caracteristici ai mediului respectiv. Unul dintre ei, echivalent modulului de elasticitate, se determină în mod curent în laboratoare prin probe în edometru. Pentru cel de-al doilea coeficient caracteristic de deformabilitate al mediului se recurge la trei ipoteze diferite după tipul pămîntului :

— La o primă categorie de pămînturi se consideră deformaţiile în direcţiile orizontale nule. Calculul deformaţiilor verticale se face pe baza diagramei de repartiţie a presiunilor pe verticală, stabilite în ipoteza spaţiului liniar deformabil semiinfinit, omogen şi izotrop, conform formulelor stabilite de Boussinesq (formula care dă presiunea verticală nu conţine coeficienţii de deformabilitate ai masivului: $\sigma_z = K \frac{P}{Z^2}$). De remarcat este lipsa de consecvenţă a modului de calcul: în timp ce ipoteza asupra nedeformabilităţii laterale presupune un mediu anizotrop, calculul repartiţiei presiunilor se face în ipoteza mediului izotrop *).

— La a doua categorie de pămînturi se aplică în mod consecvent ipoteza semispaţiului infinit, liniar deformabil, omogen şi izotrop, calculul tasărilor făcîndu-se prin folosirea formulelor teoriei elasticităţii, ca teorie a mediilor liniar deformabile.

— La a treia categorie de pămînturi se presupune că, din cauza lipsei de consistenţă, deformaţiile laterale se pot produce liber. In consecinţă, repartiţia presiunilor se consideră constantă pe toată înălţimea coloanei de pămînt compresibil de sub suprafaţa fundaţiei, pînă la stratul incompresibil.

Un neajuns comun al acestor metode de calcul îl constituie necunoaşterea precisă a caracteristicilor de deformabilitate a pămînturilor, precum şi modul în care acestea variază cu încărcările.

Se pune întrebarea în ce măsură calculele astfel efectuate corespund cu tasările observate pe teren. Alegerea uneia sau a alteia dintre metodele arătate mai sus se face astăzi pe baza unei aprecieri pur calitative a pămîntului. In raport cu modul în care se face aprecierea, rezultatele calculelor variază în limite largi. Acestea toate fac ca, fie din cauza aplicării unei metode de calcul necorespunzătoare, fie din cauza modului defectuos de determinare a coeficienţilor de deformabilitate, în majoritatea cazurilor tasările calculate să difere mult de cele observate pe teren.

In ceea ce priveşte dezvoltarea în timp a deformaţiilor pămîntului sub sarcină, calculele curente se fac pe baza legii lui Darcy a mişcării laminare a apei prin medii poroase. Noile cercetări au arătat că pentru anumite pămînturi legea lui Darcy trebuie înlocuită printr-o lege de tipul

$$v_a = k\,(i - i_0),$$

în care apare aşa-numitul gradient iniţial. Pentru gradienţi hidraulici inferiori acestuia, apa din pori nu se pune în mişcare şi consolidarea nu se produce. La pămînturi prăfoase şi intermediare între prafuri şi argile, la care este aplicabilă legea lui Darcy, se păstrează valabilitatea calculului clasic al consolidării.

Problema tasărilor preocupă îndeaproape cercurile inginereşti. Se caută în permanenţă metode noi şi mai perfecţionate de calcul şi, în acelaşi timp, se pune un accent deosebit pe observarea pe teren a tasărilor antecalculate. Un bogat material în această direcţie a fost adunat în U.R.S.S. cu ocazia realizării unui mare număr de construcţii hidrotehnice (Niciporovici) şi a construcţiilor înalte din Moscova (Egorov). Acest exemplu trebuie urmat şi în studiile geotehnice care se fac la noi în ţară.

Transpunerea în calcul a ipotezelor asupra pierderii stabilităţii masivelor de pămînt.

In momentul de faţă, criteriul de rupere pe care se bazează toate metodele de calcul a stabilităţii masivelor de pămînt este criteriul :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c. \qquad (1)$$

Pentru a evita eventuale confuzii în urmărirea expunerii de mai jos, vom începe prin a defini o serie de termeni :

---

*) Această metodă de calcul a deformaţiilor — tasărilor — pămîntului este adoptată în STAS 3300-52.

— Vom numi zonă în stare de eforturi limită, o zonă a masivului de pămînt în fiecare punct al căreia este îndeplinită condiția (1).

— Vom numi masiv de pămînt în stare de echilibru limită un masiv de pămînt care este pe punctul de a-și pierde stabilitatea (o parte din masiv este pe punctul de a se desprinde din restul masivului). In acest caz, condiția de rupere (1) este îndeplinită, fie în toate punctele părții de masiv desprinse, fie în toate punctele suprafeței în lungul căreia se produce desprinderea.

— Vom numi masiv în stare de eforturi limită un masiv care este pe punctul de a-și pierde stabilitatea, în toate punctele părții de masiv desprinse fiind îndeplinită condiția de rupere (1). Deci, starea de eforturi limită este un caz particular al stării de echilibru limită.

Existența în masivul de pămînt a unor zone în stare de eforturi limită nu implică în mod necesar pierderea stabilității masivului de pămînt.

Metodele care se folosesc în momentul de față pentru calculul stabilității masivelor de pămînt se pot împărți în următoarele grupe (fig. 1) :

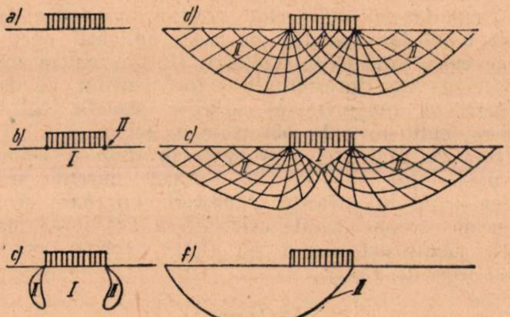


Fig. 1

1. *Metode empirice.* Acestea dau diferite elemente necesare proiectării și verificării stabilității masivelor de pămînt pe baza generalizării datelor obținute prin observații asupra construcțiilor existente. In această categorie intră indicațiile asupra pantelor admisibile ale taluzelor (de exemplu STAS 2914—51), normele pentru presiuni admisibile pe pămîntul de fundație (de exemplu STAS 3503—52). Asupra acestora din urmă ne vom opri mai mult, dată fiind marea răspîndire pe care o au. Din modul cum se aplică normele pentru presiuni admisibile (la construcțiile mai importante trebuie verificată stabilitatea prin metode mai precise și numai în anumite cazuri se cer calcule de tasare, fără a se indica limite admisibile pentru tasări), rezultă că metoda se încadrează în categoria metodelor al căror prim scop este asigurarea stabilității construcțiilor. Valorile presiunilor admisibile sînt însă astfel alese încît, în general, să fie înlăturate neplăcerile unor tasări prea mari. Metoda nu permite stabilirea diferenței între presiunile admisibile și cele critice. De asemenea, metoda nu indică de loc posibilitatea măririi presiunii admisibile în cazul cînd construcția poate suporta tasări mai mari. Este de remarcat totuși preocuparea pentru o cît mai bună adaptare a valorilor indicate de presiuni admisibile la marea diversitate a cazurilor posibile în practică : se dau valori diferențiate pentru o mare gamă de pămînturi, se prevăd coeficienți de corecție pentru variația adîncimii de fundare, a dimensiunilor fundației. Aceste precizări nu elimină însă caracterul empiric al valorilor preconizate, care iese în evidență, în special prin aceea că intrarea în tabele nu se face, așa cum ar fi indicat, prin caracteristicile de rezistență ale pămînturilor, ci prin caracteristicile fizice. Aceste metode sînt utilizate pentru comoditatea cu care duc la rezultat ; în momentul de față se caută înlocuirea acestor metode „grosolan empirice" cu alte metode mai juste (Polșin).

2. *Metode care pornesc de la principiul excluderii zonelor în stare de eforturi limită* (de exemplu formulele Puzîrevski-Ghersevanov-Fröhlich-Florin). Aceste metode consideră pămîntul ca un semispațiu liniar deformabil și pun condiția ca în nici un punct al acestuia să nu fie atinsă starea de rupere după (1). Metoda este pusă la punct pentru problema plană, în cazul încărcărilor simple. Principala obiecție care se aduce acestor metode este faptul că utilizează prea puțin capacitatea portantă a pămîntului și duc la rezultate prea acoperitoare. Practica a arătat că această condiție constituie o măsură de prudență exagerată.

3. A treia categorie de metode pornește de la *principiul că se admite o anumită dezvoltare a zonelor în stare de eforturi limită* (de exemplu metodele Iaropolski, Maslov). Calculul se face aplicînd teoria mediilor liniar deformabile pentru stabilirea modului de repartizare a eforturilor în pămînt. Pe baza datelor astfel obținute, se delimitează zonele în care criteriul de rupere (1) a fost atins sau depășit. Practic, se determină conturul în lungul căruia este îndeplinită condiția (1) fără să se analizeze ce se întîmplă în interiorul acestui contur. Pentru un același mod de încărcare, dezvoltarea zonelor plastice este o funcție de valoarea încărcărilor, deci, punînd condiția unei anumite dezvoltări a zonelor plastice, se obțin valorile sarcinilor ce pot fi aplicate asupra masivului de pămînt.

Principala obiecție care se aduce acestor metode este necorespondența între ipotezele de bază și modul de calcul. In adevăr, modul de calcul este corespunzător mediilor liniar deformabile, însă în zonele în stare de eforturi limită, ipotezele de bază ale acestui mod de calcul nu mai sînt valabile. Surplusul de eforturi care nu mai pot fi preluate de zonele în care materialul a intrat în stare de curgere se redistribuie asupra zonelor învecinate, astfel încît nici în zonele elastice distribuția tensiunilor și a deformațiilor nu coincide cu soluțiile date de teoria elasticității. Diferențele vor fi cu atît mai mari cu cît dezvoltarea zonelor plastice va fi mai importantă. Este de notat că, în cazul metodelor de la punctul 2), astfel de inconsecvențe nu apar din motive ușor de înțeles.

4. A patra categorie de metode cuprinde *metodele care consideră întregul masiv de pămînt în stare de eforturi limită.* Pentru problema plană, această metodă poate fi considerată integral rezolvată datorită lucrărilor acad. V. V. Sokolovski și colaboratorilor săi. In ce

priveşte problema spaţială, nu sînt rezolvate decît unele aspecte particulare (problema axial-simetrică rezolvată de prof. Berezanţev). Metodele se bazează pe dezvoltări matematice dificile şi necesită un aparat de calcul deosebit de laborios: ele sînt în momentul de faţă în curs de prelucrare pentru a fi pus la dispoziţie, sub o formă mai comodă, nevoilor practicii.

5. A cincea categorie de metode porneşte de la *ipoteza verificată experimental, a existenţei imediat sub fundaţie, a unei „pene" de pămînt în stare de eforturi corespunzătoare mediului liniar deformabil şi a unor zone de dimensiuni limitate în stare de eforturi limită.* Deci, problema pe care încearcă să o rezolve acest grup de metode, este problema mixtă a coexistenţei zonelor elastice şi plastice, care nu are soluţie pînă în prezent. Metodele din această categorie se găsesc într-o fază iniţială nefiind studiate decît unele cazuri cu totul particulare (Gorbunov-Posadov, Berezanţev etc.). Este de remarcat că şi în acest caz se merge pe calea unei corespondenţe stricte între ipoteze şi sistemul de calcul.

6. A şasea categorie de metode cuprinde tot *o varietate a metodelor care tratează problema echilibrului limită.* De data aceasta însă, condiţia de rupere este urmărită numai pe suprafaţa în lungul căreia se produce desprinderea părţii din masiv care-şi pierde stabilitatea. Nu se face nici o ipoteză asupra a ceea ce se întîmplă în interiorul părţii desprinse din masiv. Problema în sine constă numai în determinarea suprafeţei de alunecare celei mai probabile. Din punctul de vedere al ipotezelor de bază, metodele din această categorie sînt foarte clare. Se ridică oarecare obiecţii în ceea ce priveşte modul în care ipotezele de bază sînt transpuse în calcul, însă toate aceste obiecţii, deşi foarte importante, nu sînt esenţiale. Metodele din această categorie sînt puse la punct pentru problema plană.

Trecînd la o examinare de ansamblu a metodelor enumerate mai sus, vom începe cu cîteva considerente în legătură cu stadiul lor de dezvoltare. Din cele de mai sus rezultă că la toate metodele studiul problemei plane este avansat, în schimb studiul problemei spaţiale este rezolvat numai pentru cîteva cazuri particulare. In ce priveşte nivelul de dezvoltare al metodelor, a doua (excluderea zonelor în stare de eforturi limită) şi a patra (metoda stării totale de eforturi limită) sînt bine puse la punct pentru problema plană şi în ce priveşte partea teoretică: celelalte metode necesită încă prelucrări teoretice mai mult sau mai puţin importante.

Intre metodele enumerate există o deosebire netă, care le separă în două grupuri bine distincte: primul grup cuprinde metodele care tind să redea starea de eforturi din pămînt corespunzătoare cazului celui mai defavorabil de încărcare, efectiv atins în practică. In acest grup intră metodele din cea de-a doua şi a treia categorie, a excluderii şi a dezvoltării limitate a zonelor în stare de eforturi limită. Al doilea grup cuprinde metodele care tind să stabilească încărcarea maximă pe care o poate prelua masivul de pămînt, mergîndu-se pînă la pierderea stabilităţii. Se analizează, deci, o situaţie care nu trebuie realizată în practică.

Metodele din primul grup dau direct încărcarea pe care o poate prelua masivul de pămînt, stabilind totodată care sînt fenomenele ce se petrec în interiorul masivului de pămînt. Metodele din al doilea grup dau încărcări la care trebuie aplicat un coeficient de siguranţă. Apare imediat întrebarea cît de mare trebuie să fie acest coeficient şi care va fi starea reală de eforturi din masivul de pămînt încărcat cu sarcina admisibilă astfel stabilită. Această deosebire esenţială între cele două grupuri de metode apare net în favoarea primului grup.

Cele două grupuri de metode stabilesc două stări extreme de încărcare. Primul grup indică o încărcare sub care este sigur că stabilitatea masivului de pămînt nu va avea nimic de suferit; depăşirea acestei încărcări ar putea sau nu să influenţeze stabilitatea masivului. Al doilea grup de metode dă încărcarea în momentul cel mai defavorabil în care s-a ajuns la pierderea totală şi bruscă a stabilităţii masivului de pămînt. Ce se întîmplă însă între aceste două situaţii extreme? Există şi stări intermediare periculoase pentru stabilitatea masivului? Experienţa arată că astfel de stări există (Razarionov etc.).

Cum se face trecerea de la prima situaţie de încărcare stabilită prin primul grup de metode, la starea de încărcare dată de al doilea grup de metode, nu se ştie. Mai mult, datorită unei teorii necorespunzătoare pentru delimitarea zonelor în stare de eforturi limită, această trecere pare inexplicabilă. Şi totuşi, cunoaşterea acestui mod de trecere este esenţial, deoarece permite împingerea cît mai departe a încărcării admisibile stabilite prin primul grup de metode şi adoptarea unui coeficient de siguranţă just pentru încărcările stabilite cu metodele din al doilea grup, care să asigure ieşirea din zona periculoasă.

Un ultim aspect asupra căruia ne vom opri în acest paragraf, este corespondenţa între metodele de calcul enumerate mai sus şi modul în care se comportă masivele de pămînt în realitate. In ce priveşte metodele de calcul bazate pe ipoteza mediilor liniar deformabile, problema este mai bine studiată. Se ştie că această ipoteză duce, în general, la rezultate concordante în pămînturile coezive şi, în anumite cazuri, care sînt însă şi cele mai frecvente, şi în cele necoezive.

Alta este însă situaţia în cazul metodelor echilibrului limită. Metodele bazate pe starea de eforturi limită presupun dezvoltarea în partea din masiv care şi-a pierdut stabilitatea a unei duble familii de suprafeţe de alunecare. Intregul masiv îşi pierde stabilitatea, în fiecare punct al său. Ipoteza este plauzibilă atunci cînd starea de tensiuni schimbă puţin sensibil caracteristicile mecanice ale pămîntului. Studii experimentale au scos în evidenţă tulburarea echilibrului în fiecare punct al părţii desprinse din masiv, în momentul atingerii stării de eforturi limită, la pămînturi necoezive, ceea ce face să se presupună că, la aceste pămînturi, metoda stării de eforturi limită ar fi aplicabilă. (De precizat că şi în acest caz se remarcă o zonă care se comportă deosebit la contactul dintre partea din masiv care se pune în mişcare şi restul masivului).

La alte categorii de pămînturi şi, în special, la pămînturile coezive, variaţia stării de tensiuni, chiar în limitele curente, duce la o schimbare sensibilă a caracteristicilor mecanice ale pămînturilor. Intre altele, în zona în care se produce ruperea, se distruge structura pămîntului, ceea ce duce la o slăbire sensibilă a lui. De aceea este de presupus că, la astfel de pămînturi, ruperea se face după schema pe care se bazează ultima categorie de metode şi care presupune stadiul de rupere atins numai pe suprafaţa de rupere, fără ca în interiorul masivului să fie necesar să se dezvolte starea de eforturi limită. Deosebirea netă care se observă între starea pămîntului coeziv în zona de rupere, în care materialul este complet tulburat şi în restul masivului alunecat în care, de multe ori, se păstrează structura iniţială a materialului, ar fi un argument în această privinţă.

Incheind acest paragraf, vom sublinia dificultăţile la care duce marele număr de metode de calcul existente şi confuziile care pot decurge din ele, cu atît mai mult cu cît fiecare dintre aceste metode porneşte de la alte ipoteze asupra comportării pămîntului şi, de multe ori, şi asupra tipului de construcţie la care se referă. Un calcul comparativ efectuat de Gorbunov-Posadov pentru o aceeaşi situaţie de încărcare şi în condiţii identice arată că rezultatele care se obţin prin aplicarea diferitelor metode duc la variaţii ale presiunii critice pe talpa fundaţiei de la 1 la 6,5. Valorile cele mai mici se obţin, în general, prin metodele care, folosind rezultatele teoriei elasticităţii, pun condiţia limitării sau a excluderii zonelor plastice. Celelalte categorii de metode conduc la valori mai ridicate, rămînînd totuşi, în general, cu mult sub valorile care se obţin experimental sau se observă în natură.

Criterii de stabilire a încărcărilor şi deformaţiilor admisibile la masivele de pămînt

Din examinarea modului în care se reflectă, în momentul de faţă, principiul stării limită în calculul masivelor de pămînt, reiese că în aproape toate calculele masivelor de pămînt, criteriul hotărîtor este criteriul asigurării stabilităţii. Numai în anumite cazuri se prevede şi verificarea cu caracter informativ a tasărilor. In anumite probleme de calcul al masivelor de pămînt aplicarea exclusivă a calculelor de stabilitate pare normală. Astfel, de exemplu, la calculul împingerii pămîntului şi, în special, la calculul stabilităţii taluzelor, deformaţiile joacă, în general, un rol secundar. In cazul problemelor de capacitate portantă a pămîntului însă, deformaţiile masivului de pămînt joacă un rol hotărîtor.

Construcţia formează un tot împreună cu pămîntul de fundaţie, astfel încît studiul construcţiei nu poate fi despărţit de studiul pămîntului de fundaţie. Pierderea stabilităţii pămîntului de fundaţie pune în pericol construcţia de deasupra. Pînă să se ajungă însă la acest stadiu, deformaţiile pămîntului de fundaţie pot duce la distrugerea sau deformarea pînă la scoaterea din exploatare a construcţiei, fără ca pămîntul de fundaţie să fi avut de suferit în continuitatea sa. De aceea pare curios faptul că în calculele de capacitate portantă criteriul deformaţiilor joacă un rol secundar. In momentul de faţă a devenit evident faptul că limitarea la calcule de stabilitate duce, în cazul masivelor de pămînt, la rezultate nesatisfăcătoare şi că trebuie introduse şi criterii de deformaţii, tot cu rol hotărîtor pentru calcul, ca şi criteriul de stabilitate.

Limitarea la calcule de stabilitate, sub formă explicită sau sub forma indirectă, prin intermediul presiunilor admisibile, a dus uneori la accidente, sau mai ales la supradimensionarea construcţiilor. De multe ori s-a ajuns astfel la considerarea anumitor pămînturi ca inapte pentru a servi ca pămînturi de fundaţie, cum este cazul, spre exemplu, al pămînturilor foarte compresibile. O atitudine mai critică faţă de metoda rezistenţelor admisibile şi faţă de problema deformaţiilor pămînturilor de fundaţie a dus la rezultate pozitive. Sînt cunoscute numeroase exemple de construcţii importante executate, fie pe pămînturi de fundaţie foarte compresibile, alcătuite din mîluri, umpluturi, loess înmuiat etc., care au fost fundate direct, cu foarte bune rezultate, admiţîndu-se criteriul de deformaţie drept criteriu de capacitate portantă, ceea ce a dus, în general, la sporuri importante ale presiunilor pe talpa fundaţiilor faţă de valorile indicate în normele de presiuni admisibile. In unele cazuri au fost admise tasări importante (blocuri de locuinţe la Leningrad — pînă la 80 cm), luîndu-se o serie de măsuri constructive şi dîndu-se supraînălţări construcţiilor pe baza tasărilor probabile.

Faptul că orientarea calculului capacităţii portante a fundaţiilor pe criteriul deformaţiilor admisibile are efecte pozitive în proiectarea construcţiilor, nu înseamnă totodată şi eliminarea celuilalt criteriu, al stabilităţii. Criteriul stabilităţii va duce în majoritatea cazurilor la încărcări de rupere mai mari decît încărcarea admisibilă stabilită pe baza criteriului deformaţiilor. Raportul dintre cele două încărcări va indica coeficientul de siguranţă la stabilitate al masivului de pămînt. Această metodă ar aduce nou faţă de metodele precedente, micşorarea coeficientului de siguranţă, ca urmare a introducerii unui criteriu raţional de alegere a acestui coeficient. Aceasta ar avea ca urmare mărirea presiunilor admise pe pămîntul de fundaţie în raport cu presiunile prevăzute în norme şi extinderea construcţiilor fundate direct pe pămînturi considerate pînă acum improprii pentru fundare, sau foarte slabe.

Asupra problemei modului cum se reflectă diferitele aspecte ale principiului stării limită în normele existente de stabilire a încărcărilor admisibile pe pămîntul de fundaţie, se va reveni într-un articol viitor.

★

ПРИМЕНЕНИЕ ПРИНЦИПА ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ В СЛУЧАЕ ЗЕМЛЯНЫХ МАССИВОВ

В статье анализируются существующие в данной области материалы, с целью определения стадии достигнутой на основе проведенных исследований. Отмечается ряд вопросов, выдвигаемых в существующей стадии исследований в области предельного состояния земляных массивов.

ANWENDUNG DES GRENZ-ZUSTANDPRINZIPES AUF ERDMASSEN

Es wird eine Betrachtung der bis heute vorhandenen Theorien vorgenommen, um Schlüsse über den erreichten Stand der Untersuchungen zu ziehen, wie auch um einige Fragen betreffend den heutigen Stand der Untersuchungen über den Grenzzustand der Erdmassen zu stellen.

Calculul infiltrației prin digul de pămînt omogen cu baza inpermeabilă și permeabilă

Ing. **N. Arvanitopol**, ing. **L. Caraiani**,
ing. **R. Mîndru**

Determinarea liniei de infiltrații prin digurile de pămînt prezintă cea mai mare importanță pentru dimensionarea rațională din punct de vedere tehnic și economic a acestor construcții. Date fiind masele mari de pămînt care intervin la construcția digurilor, problema determinării liniei de infiltrație trebuie tratată cu toată atenția, supradimensionarea secțiunii dînd naștere la un surplus de investiție, și invers, o secțiune insuficient dimensionată putînd periclita funcționarea lucrării.

I. Deoarece metodele existente de calcul se bazează pe parabola lui Dupuit, în cele ce urmează vom arăta originea acestei parabole și legătura ei cu infiltrația prin medii poroase așezate pe un strat impermeabil.

Se admite că curgerea prin medii poroase se face asemănător curgerii potențiale și anume că $\omega=f\,(z)$, în care $\omega=\varphi+i\,\psi$ și $z=x+iy$, φ fiind funcția echipotențială, iar ψ funcția de echicurent (fig. 1).

În curgerea prin infiltrație, la suprafața liberă avem $\psi_i=q$, iar $\varphi_i=-ky$ și la stratul impermeabil $\psi_i=0$ (fig. 2). Dacă s-ar reuși să se obțină $\omega=f\,(z)$, astfel ca la suprafață (fig. 1) să avem $\varphi=ay$, a fiind un coeficient de proporționalitate iar $\psi=0$ pe axa x, atunci această problemă dificilă ar fi rezolvată, deoarece în acest caz, din cauza similitudinii curgerii de infiltrație cu cea potențială, s-ar obține următoarea relație:

$$\frac{q}{Ky}=\frac{\psi}{ay}\,,\quad \text{deci}\quad \frac{q}{K}=\frac{\psi}{a} \tag{1}$$

Această problemă însă nu a fost încă rezolvată decît în cadrul parabolei lui Dupuit.

Dupuit a plecat de la ipoteze simplificatoare, și anume (fig. 3) a presupus că viteza pe verticală este constantă, și anume $v=-k\frac{dy}{dx}=$ $=\text{constant}$, adică $\frac{dy}{dx}=\text{constant}$, deci debitul pe secțiunea verticală va fi $q=y\cdot k\cdot\frac{dy}{dx}$ care, integrată, dă $\frac{q}{k}\,x=\frac{y^2}{2}+c$.

Punînd condiția ca pentru $y=o$ să avem $x=FA=\frac{p}{2}$, în care p este perimetrul parabolei, avem:

$$c=-\frac{q}{k}\cdot\frac{p}{2}$$

deci ecuația devine:

$$\frac{q}{k}\,x=\frac{y^2}{2}-\frac{q}{k}\cdot\frac{p}{2}$$

Punînd și condiția ca pentru $x=0$, $y=p$, după proprietățile bine cunoscute ale parabolei, obținem:

$$0=\frac{p^2}{2}-\frac{q}{k}\cdot\frac{p}{2}$$

astfel că ecuația parabolei devine:

$$x^2=p^2+2\,p\,x\cdot \tag{2}$$

Dacă se poate cunoaște p și originea axelor, se pot determina debitul și, deci, s-ar putea trasa parabola.

Ulterior, s-a văzut că ecuația parabolei se deduce și din reprezentarea conformă $\omega^2=z$. care conduce la:

$$\varphi^2-\psi^2=x;\quad 2\varphi\psi=y$$

sau $\varphi=-\frac{y}{2\psi}$, adică coeficientul de proporționalitate $a=\frac{1}{2\psi}\cdot$

Eliminînd pe φ, se obțin parabolele de echicurent:

$$y^2=4\,\psi^4+4\,\psi^2\,x,$$

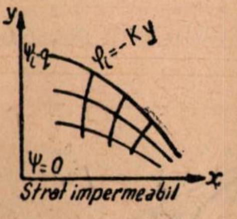


Fig. 1

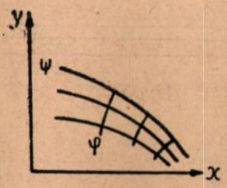


Fig. 2

ecuație, care comparată cu ecuația (2), ne dă $\psi=\sqrt{\frac{p}{2}}$, și scriind relația (1), obținem:

$$\frac{q}{k}=\frac{\psi}{\frac{1}{2\varphi}}=2\,\psi^2=p.$$

Eliminînd pe ψ, obținem:

$$y^2=4\varphi^4+4\varphi^2\,x,$$

ceea ce ne dă curbele echipotențiale.

Aceste considerente au condus pe toți cei ce s-au preocupat de infiltrație prin diguri să adopte parabola lui Dupuit. Deoarece, în cele ce urmează vom utiliza această parabolă, reamintim unele proprietăți ale ei:

1. Construcția grafică a parabolei se face ca în fig. 4 și 5.

Se ia $PF=BC$ ca în fig. 4, cînd se cunoaşte p, sau cînd se cunoaşte un punct P, ca în fig. 5.

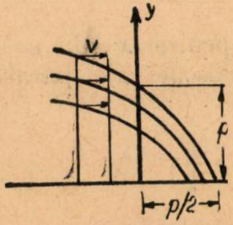


Fig. 3

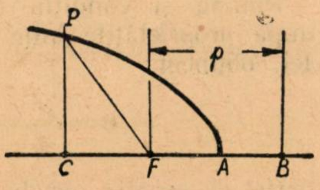


Fig. 4

2. Tangenta într-un punct face cu axa x unghiul α definit de relaţia (fig. 6): $\frac{p}{y}=\mathrm{tg}\ \alpha$ sau $\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}x} - \frac{p}{y}$.

3. Normala N într-un punct P se construieşte grafic ca în (fig. 6), iar $\alpha=\frac{\gamma}{2}$.

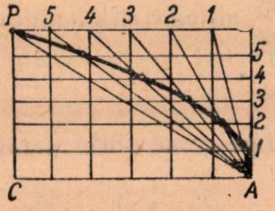


Fig. 5

Aceste proprietăţi se vor utiliza în construcţiile grafice care urmează.

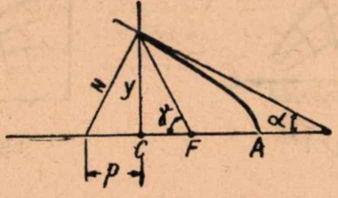


Fig. 6

II. Linia de infiltraţie prin digurile de pămînt trebuie să îndeplinească următoarele condiţii (fig. 7):

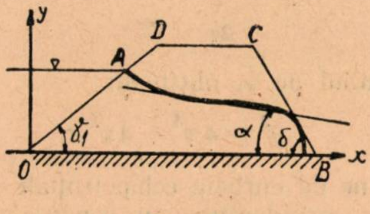


Fig. 7

1) viteza trebuie să fie $v=k\ \sin \alpha$, ceea ce rezultă din $\varphi_i=-\ ky$ sau $\frac{\mathrm{d}\varphi}{\mathrm{d}s}=v=-k\left(\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}s}\right)=$ $=k\sin\ \alpha$. Deci, în punctul A, $v=k\ \cos\ \gamma$, iar în punctul B trebuie ca $v=k\ \sin\ \delta$;

2) trebuie să pornească normală pe taluzul amonte DA şi să iasă tangenţială la taluzul aval BC. Prima condiţie se justifică din cauză că pe taluzul amonte presiunea apei este normală pe taluz.

A doua condiţie se justifică astfel:

Ecuaţia generală asemănătoare parabolei poate fi de forma:

$$x-\frac{q}{k}=f\ (y) \qquad (3)$$

sau pe taluzul aval avem $x=y\ \mathrm{ctg}\ \delta$; deci

$$y\ \mathrm{ctg}\,\delta-\frac{q}{k}=f\ (y),$$

sau

$$\frac{q}{k}=y\ \mathrm{ctg}\,\delta-f\ (y).$$

După o proprietate bine cunoscută din teoria funcţiilor de o variabilă complexă, trebuie ca $\frac{q}{k}$ să fie un maximum, sau:

$$\frac{d\left(\frac{q}{k}\right)}{\mathrm{d}y}=\mathrm{ctg}\,\delta-f'\ (y)=0$$

sau:

$$\mathrm{ctg}\,\delta=f'\ (y).$$

Dar considerînd $\frac{q}{k}$ constant şi derivînd ecuaţia (3) în raport cu x, avem:

$$1=f'\ (y)\ \frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}x}$$

sau:

$$\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}x}=\frac{1}{f'(y)}$$

care, introdusă în ecuaţia

$\mathrm{ctg}\,\delta=f'\ (y)$, ne dă $\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}x}=\mathrm{tg}\ \delta$, adică curba trebuie să fie tangentă la BC (fig. 7).

III. După N. Pavlovski, se admite că parabola ar începe de la un punct situat pe verticala dusă prin muchia exterioară a coronamentului, iar racordarea între acest punct şi intersecţia apei cu taluzul amonte se face printr-o curbă trasată manual.

După Schoklitsch, se iau parabole care ar trece prin punctul de intersecţie al apei cu taluzul amonte şi ar fi tangentă la taluzul aval.

Formula de calcul indicată de Casagrande (fig. 8) prezintă aceleaşi nesiguranţe. Astfel, într-o lucrare recentă („Les barrages en terre compactés" de G. Post şi P. Londe, ediţie 1953) se arată că după Casagrande se ia o parabolă cu focarul F şi care ar trece prin punctul B, la distanţa 0,7 b. Racordarea amonte a parabolei cu punctul B_0 se face printr-o curbă de tranziţie, iar racordarea aval cu punctul C_0 de asemenea printr-o curbă de tranziţie. Poziţia punctului C_0 pe taluzul aval se determină în funcţie de valoarea lui 1, dată printr-o relaţie indicată de Casagrande. Această relaţie a fost stabilită însă empiric, pe bază de experienţe de laborator, nu prin calcule precise hidrodinamice, astfel că ea este afectată de erorile inerente acestor experienţe. Pe de altă parte, relaţia determină numai poziţia punctului C_0, poziţiile intermediare ale liniei de infiltraţie în zona $M—C_0$ fiind date de o curbă de tranziţie.

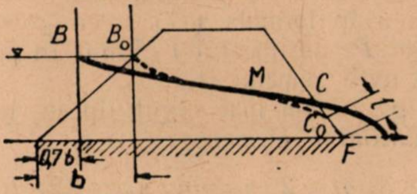


Fig. 8

Mai sînt alte numeroase metode care însă toate constau din aceleaşi ipoteze care stau la baza celor trei metode arătate mai sus, variind punctul prin care trece parabola.

Toate aceste metode presupun stratul de la baza digului impermeabil. În cazul cînd fundaţia este permeabilă, se dă o metodă pentru calculul debitului, de acad. N. Pavlovski, formulă empirică pentru debitul pe sub acest dig, apoi se presupune că digul ar fi permeabil şi stratul de la bază ar fi impermeabil, calculîndu-se debitul prin dig şi însumîndu-se cele două debite. După Winkel, pentru acelaşi caz (fundaţie permeabilă) se ia o dreaptă care ar avea o înclinare de 1/6—1/8, iar Altunin admite că ar fi o dreaptă cu înclinare asemănătoare.

IV. După cum am arătat, toate metodele actuale pleacă de la anumite date presupuse şi apoi racordează parabola cu aşa zise curbe de tranziţie, prin trasare manuală. Aceste curbe de tranziţie au însă cea mai mare importanţă în determinarea datelor problemei, astfel că, în mod normal, ar trebui să se plece de la aceste curbe pentru a se determina debitul şi înălţimea de ieşire a curbei de infiltraţie, iar nu a se lua a priori anumite date pe bază de aprecieri.

V. Faţă de cele arătate mai sus, în cele ce urmează propunem o nouă metodă de calcul al liniei de infiltraţie, plecînd tot de la parabola lui Dupuit, însă determinînd debitul şi înălţimea de ieşire a apei prin calcule precise hidrodinamice pe baza curbelor de racordare; pentru înălţimea de ieşire se dă şi un calcul pe baza repartiţiei vitezelor la taluzul aval:

Se ia parabola p_1 a lui Dupuit care îmbracă tot domeniul digului (fig. 9) avînd focarul F la o distanţă ρ de piciorul taluzului D. În acest caz, ecuaţia va fi:

$$y^2 = p^2 + 2\,p\,(B + \rho - x) \qquad (4)$$

cu semnificaţiile arătate la I şi II.

Racordarea punctului A cu această parabolă (parabolă inversă parabolei P_1) se face cu o parabolă P_2, care trebuie să îndeplinească următoarele condiţii:

1) să treacă prin punctul A;

2) să fie normală pe taluzul OA;

3) să fie tangentă la parabola P_1 în punctul de coordonate $x_t\ y_t$;

4) să aibă acelaşi parametru p, care se anulează odată cu al parabolei P_1, cînd ambele parabole se transformă în linia OX. Această parabolă P_2 îndeplineşte condiţiile hidromecanice, deoarece ea provine dintr-o reprezentare conformă $\omega^2 = (a + ib - z)$ în care a şi b sînt coordonatele focarului F_2.

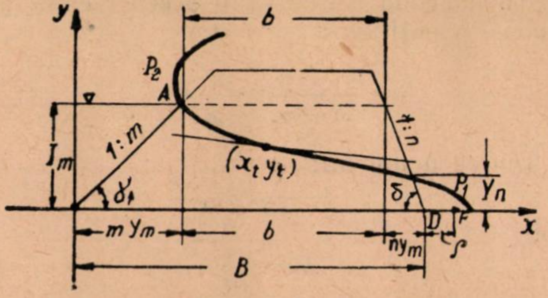


Fig. 9

Avînd acelaşi p, înseamnă că şi debitul va fi acelaşi, adică $p = \frac{q}{k}$ ca în cazul parabolei P_1.

Funcţia echipotenţială va fi $\varphi = \frac{b-y}{2\psi}$, astfel că viteza de-a lungul acestei parabole va fi tot $k \sin \alpha$, ca a parabolei P_1, iar în punctul (x_t, y_t) viteza după parabola P_1 va fi egală cu cea de pe parabola P_2, deoarece ele fiind tangente, au o tangentă comună, deci acelaşi α.

Deci, această parabolă P_2 cu condiţii impuse, îndeplineşte cerinţele unei curgeri potenţiale şi, cu condiţia impusă suprafeţei libere, adică liniei de infiltraţie, de a avea viteza $k \sin\alpha$ şi, în concordanţă cu parabola P_1, avînd acelaşi debit $p = \frac{q}{k}$ şi aceeaşi viteză în punctul (x_t, y_t).

Ecuaţia acestei parabole este:

$$(b-y)^2 = p^2 + 2\ p\ (x-a)\,.$$

Punînd condiţia să treacă prin punctul A (x_m, y_m) se obţine:

$$(b-y_m)^2 = p^2 + 2\,p\,(x_m - a) \qquad (5)$$

iar derivata:

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{p}{b-y} = -\text{tg}\ \alpha.$$

Punînd condiţia ca parabola să fie ortogonală la taluzul amonte în punctul A unde $\alpha=\frac{\pi}{2}-\gamma_1$, deci $\operatorname{tg}\alpha=\operatorname{ctg}\gamma_1=m$, care este coeficientul taluzului amonte, avem:

$$\frac{b}{b-y_m}=m \tag{6}$$

Punînd condiţia să treacă prin punctul (x_t, y_t) avem:

$$(y_t-b)^2=p^2+2p(x_t-a) \tag{7}$$

Parabola P_1 trebuie să treacă prin punctul $(x_t; y_t)$, deci:

$$y_t^2=p^2+2p(B+\rho-x_t)\cdot \tag{8}$$

Derivata parabolei P_1 este:

$$\frac{dy}{dx}=-\frac{p}{y}=-\operatorname{tg}\alpha$$

şi punînd condiţia ca să fie aceeaşi ca a parabolei P_2, obţinem:

$$\frac{p}{b-y_t}=\frac{p}{y_t}\cdot \tag{9}$$

Din ea deducem:

$$b-y_t=y_t \tag{10}$$

deci:

$$b=2\,y_t. \tag{11}$$

Din ecuaţia (6) deducem:

$$b=y_m+\frac{p}{m} \tag{12}$$

iar din (10) şi (12) rezultă:

$$y_t=\frac{b}{2}=\frac{1}{2}\left(y_m+\frac{p}{m}\right)\cdot \tag{13}$$

Inlocuind valorile lui y_t şi b în ecuaţia (5), avem:

$$\left(\frac{p}{m}\right)^2=p^2+2\,p\,x_m-2\,a\,p$$

sau:

$$a=\frac{1}{2}\left(p+2\,x_m-\frac{p}{m^2}\right)\cdot \tag{14}$$

Introducînd pe a, b, y_t în (7) se obţine:

$$x_t=\frac{\left(\frac{y_m}{m}\right)^2+p\left(\frac{y_m}{2m}+2\,x_m\right)-\frac{3}{4}\left(\frac{p}{m}\right)^2}{2p} \tag{15}$$

Deci s-au obţinut valorile lui a, b, x_t şi y_t în funcţie numai de p, celelalte elemente m, x_m, y_m fiind date.

Introducînd toate acestea în ecuaţia (8), se obţine o ecuaţie de gradul II în p:

$$p^2\left(1+\frac{2}{2\,m^2}\right)+2p\left(B+\rho-x_m-\frac{y_m}{2m}\right)-\frac{y_m^2}{2}=0 \tag{16}$$

de unde rezultă:

$$p=\frac{-\left(B+\rho-x_m-\frac{y_m}{2m^2}\right)+\sqrt{\left(B+\rho-x_m-\frac{y_m}{2m}\right)^2+\left(1-\frac{1}{2m^2}\right)^2-\frac{y_m^2}{2}}}{1+\frac{1}{2\,m^2}} \tag{17}$$

Se ştie că o condiţie esenţială din punctul de vedere al funcţiilor de o variabilă complexă este ca $\frac{q}{k}$ să fie un maxim la suprafaţă, deci p trebuie să fie maxim, ceea ce se va realiza dacă în formula (17) avem $\rho=0$, adică parabola P_1 are focarul F_1 chiar în piciorul taluzului aval, punctul D.

În fig. 10 s-a luat digul tip de la Dunăre, cu următoarele elemente:

$$m=3;\ n=2;\ y_m=4;\ x_m=12;\ B=37,$$

de unde rezultă:

$$p=\frac{q}{k}=\frac{-\left(37-12-\frac{4}{2\times 3}\right)+\sqrt{591{,}95+8{,}44}}{1{,}056};$$

$$p=\frac{p}{k}=0{,}16\ \text{m}.$$

Tot în aceeaşi figură s-au construit grafic cele două parabole P_1 şi P_2 după metodele arătate la punctul I.

Înlocuind pe p în formulele (9—15) obţinem următoarele valori ale necunoscutelor:

$$a=12{,}07;\ b=4{,}05;\ x_t=24{,}84;\ y_t=2{,}025.$$

Parabola taie taluzul aval în punctul de ordonată Y_n (fig. 11) şi deci:

$$Y_n=\frac{p}{\operatorname{tg}\alpha}=\frac{0{,}16}{\operatorname{tg}13^0\,17'}=0{,}68\ \text{m}.$$

Aceasta se deduce uşor deoarece după proprietăţile parabolei $\operatorname{tg}\alpha=\frac{p}{y}$, iar $\delta=\frac{\delta}{2}$, ($\delta=$ unghiul taluzului aval, adică $\operatorname{ctg}\delta=n$ şi, deci, $\operatorname{tg}\delta=\frac{1}{n}$). Deci, pentru exemplul considerat, $n=2$ şi $\operatorname{tg}\delta=0{,}5$, sau $\delta=26^0\,34'$, iar $\alpha=13^0\,17'$.

Valoarea lui Y_n nu reprezintă însă înălţimea de ieşire. Pentru determinarea acestei înălţimi de ieşire y_n, deci pentru racordarea parabolei P_1 cu taluzul aval, tangenţial, vom lua un cerc de rază p, deoarece şi acest cerc satisface într-o bună măsură curgerea potenţială.

$$\omega=\ln\cdot z.$$

In acest caz vom avea trei necunoscute, şi anume: x_{tc}, y_{tc}, punctul de tangenţă al parabolei

P_1 cu cercul C și y_n, punctul de tangență a cercului cu taluzul aval.

Ecuația cercului este:

$$(x-x_c)^2+(y-y_c)^2=p^2$$

în care x_c și y_c sînt coordonatele cercului.

Putem proceda și aici prin eliminare, însă rezultatul este că obținem două ecuații de gradul II în x_{tc} și y_{tc} care nu se pot rezolva.

Construcția grafică ne conduce imediat la soluționarea problemei.

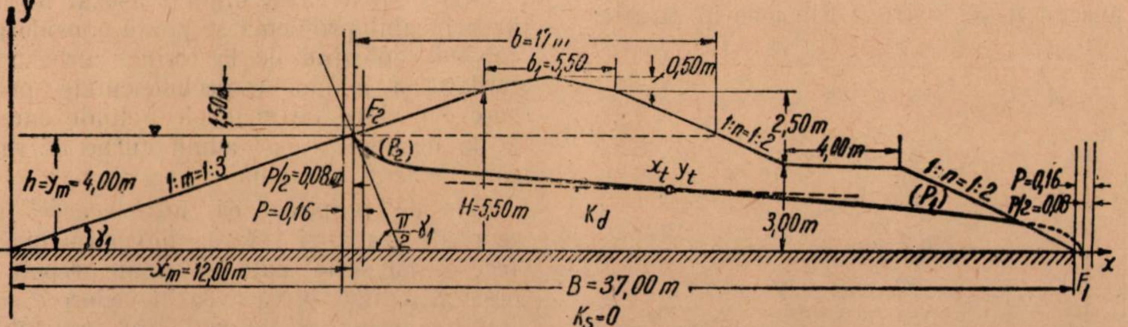


Fig. 10

Avem în total 6 necunoscute, și anume: x_{tc}, y_{tc}, x_c, y_c, x_n, y_n, precum și 6 ecuații:

$$y_{tc}^2=p^2+2p(B-x_{tc})\,; \tag{18}$$

$$(x_{tc}-x_c)^2+(y_{tc}-y_c)^2=p^2\,; \tag{19}$$

$$(x_n-x_c)^2+(y_n-y_c)^2=\nu^2\,; \tag{20}$$

$$x_n=B-n\,y_n; \tag{21}$$

$$\frac{x_n-x_c}{y_n-y_e}=\frac{1}{n}\,; \tag{22}$$

$$\frac{p}{y_{tc}}=\frac{x_{tc}-x_c}{y_{tc}-y_c}\,. \tag{23}$$

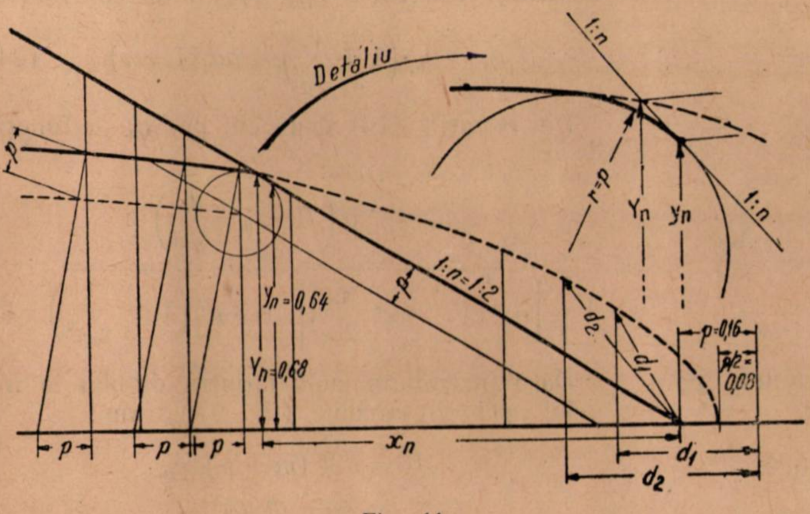


Fig. 11

Rezultînd din condițiile ca punctul (x_{tc}, y_{tc}) să fie pe parabola P_2 și pe cercul C, punctul (x_n, y_n) să fie pe cercul C și pe taluzul aval, în punctul (x_t, y_t) cercul și parabola au o tangentă comună, iar în punctul (x_n, y_n) cercul este tangent la taluzul aval.

In fig. 11 se arată această construcție, și anume se construiesc normalele la parabola P_1 cu ajutorul construcției arătate la I, apoi pe normalele respective se ia de la parabola P_1 în interior distanța p și se obține locul geometric al punctelor distanțate de parabolă cu p. Apoi se duce o dreaptă înspre interiorul digului, paralelă cu taluzul aval la distanța p și intersecția ei cu locul geometric de mai sus ne dă centrul cercului.

Pentru digul de la Dunăre s-a obținut în fig. 13

$$y_n=0{,}64 \text{ m.}$$

Această construcție a cercului dă rezultate suficient de exacte pentru taluzuri la care $n>1$; pentru taluzuri cu $n\leqslant 1$, nu se recomandă aplicarea cercului. Se poate totuși determina raza cercului, care va fi o funcție de p. Deoarece însă, în practică taluzul aval al digurilor are un coeficient $n>1$, această construcție se poate adopta.

Dacă, totuși, voim să determinăm exact valoarea lui y_n, aceasta se poate face în funcție de înclinarea n a taluzului și de valoarea lui p, printr-un calcul bazat pe considerații hidrodinamice, și anume:

Proiecția vitezei într-un punct P de pe taluzul aval pe direcția taluzului este constantă, și anume (fig. 12):

$$V_p \cos\theta=k\sin\delta.$$

Din această lege a proiecției constante a vitezei se deduce că la piciorul taluzului D, unde viteza are direcţia orizontală, ea trebuie să rezulte din relaţia:

$$V_D \cos\delta = k \sin\delta; \quad V_D = k \,\text{tg}\,\delta,$$

iar proiecţia ei pe normală la taluz trebuie să fie:

$$V_{DN} = V_D \sin\delta = k \,\text{tg}\,\delta \sin\delta.$$

In punctul n de ieşire a liniei de infiltraţie,

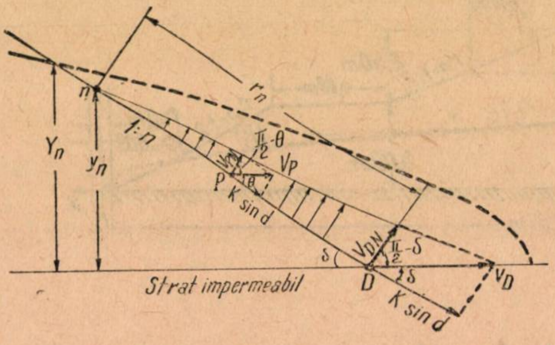

r_n
n
Y_n
y_n
1:n
$\frac{\pi}{2}-\theta$
Vp
P
θ
K sin d
δ
V_{DN}
$\frac{\pi}{2}-\delta$
δ
D
V_D
K sin d
Strat impermeabil

Fig. 12

unde ea este tangentă la taluzul aval, viteza are direcţia taluzului aval şi este:

$$V_n = k \sin\delta.$$

Aceste considerente ne duc la o lege liniară de repartiţie a vitezei normale pe taluz, V_{PN}.

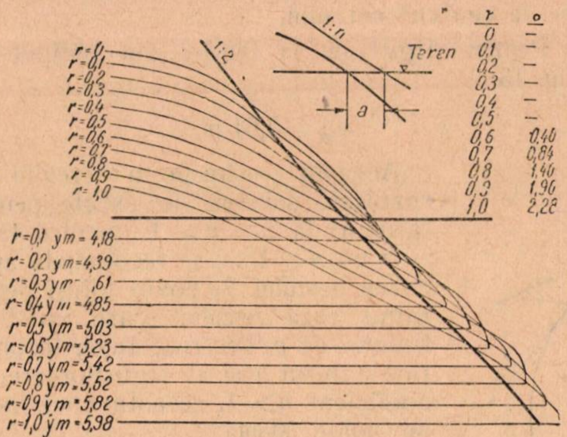

1:n
1:2
Teren
a
r
a
0 —
0,1 —
0,2 —
0,3 —
0,4 —
0,5 —
0,6 0,40
0,7 0,84
0,8 1,46
0,9 1,96
1,0 2,28
r=0
r=0,1
r=0,2
r=0,3
r=0,4
r=0,5
r=0,6
r=0,7
r=0,8
r=0,9
r=1,0
r=0,1 ym=4,18
r=0,2 ym=4,39
r=0,3 ym= ,61
r=0,4 ym=4,85
r=0,5 ym=5,03
r=0,6 ym=5,23
r=0,7 ym=5,42
r=0,8 ym=5,52
r=0,9 ym=5,82
r=1,0 ym=5,98

Fig. 13

Deci, rezultă că debitul de apă care iese pe taluzul aval va fi:

$$q = \frac{1}{2} r_n V_{DN} = \frac{1}{2} r_n k \,\text{tg}\,\delta \sin\delta$$

de unde se deduce

$$r_n = 2\frac{q}{k} \frac{1}{\text{tg}\,\delta \sin\delta},$$

iar

$$y_n = r_n \sin\delta = 2\frac{q}{k} \cdot \frac{1}{\text{tg}\,\delta} = 2\,np.$$

Valoarea lui $\frac{q}{k} = p$ s-a calculat, $p = 0,16$ iar $\text{tg}\,\delta = \frac{1}{n}$.

Deci $y_n = 2 \cdot \frac{q}{k} n = 4 \times 0,16 = 0,64$, exact cît a rezultat şi din construcţia grafică.

Deci pentru cazul digului aşezat pe un strat impermeabil problema se poate considera ca rezolvabilă plecînd de la forma curbelor de racordare şi deducînd necunoscutele problemei, spre deosebire de metodele actuale care pleacă de la necunoscute şi admit curbe de racordare care se trag cu mîna.

Este de remarcat că, prin această metodă, se poate trasa şi reţeaua hidrodinamică, deoarece construcţia dată se poate repeta pentru orice y_m, însă se va avea în vedere că celelalte linii de infiltraţii nu mai sînt tangente la taluzul aval, ci au tangente care variază după legea liniară.

VI. In cazul cînd digul stă pe un strat permeabil, se aplică aceeaşi teorie ca şi în cazul digului impermeabil, însă aici, planul, în raport cu care se face curgerea şi în care $\psi = 0$, este necunoscut. Insemnăm cu k_d permeabilitatea digului şi cu k_s pe aceea a stratului permeabil, iar cu $r = \frac{k_s}{k_d}$ raportul între aceste permeabilităţi.

Insemnăm cu p_s parametrul parabolei în cazul stratului permeabil, şi cu p_d, în cazul digului pe strat impermeabil.

Deoarece $k_s = 0$ în cazul stratului impermeabil şi în acest caz $p_s = p_d$, admitem relaţia:

$$p_s = p_d \cdot \left(1 + \frac{k_s}{k_d}\right) = pd\,(1 + r). \qquad (24)$$

Din ecuaţia (16) deducem pe y_m în funcţie de p:

$$y_m = 2\,p\left(B - x_m - \frac{y_m}{2m}\right) +$$

$$+ \sqrt{\left[2\,p\left(B - x_m - \frac{y_m}{2m}\right)\right]^2 + 2\,p^2\left(1 + \frac{1}{2\,m^2}\right)} \qquad (25)$$

Dacă însemnăm cu b lăţimea digului la nivelul apei din amonte (fig. 9), avem:

$$B = b + (m + n)\; y_n$$

$$x_m = m\; y_m$$

şi înlocuind în (25), obţinem:

$$y_m = 2p\left(n - \frac{1}{2m}\right) +$$

$$+ \sqrt{\left[2\,p\left(n - \frac{1}{2m}\right)\right]^2 + 4\,b\,p + 2\,p^2\left(1 + \frac{1}{2\,m^2}\right)}$$

Notăm cu y_{ms} cel corespunzător stratului *s*, iar $p = p_s$, deci:

$$y_{ms} = 2\,p_s\left(n - \frac{1}{2m}\right) +$$

$$+\sqrt{\left[2\,ps\left(n - \frac{1}{2m}\right)\right]^2 4b\,p_s + 2\,p_s^2\left(1 + \frac{1}{2\,m^2}\right)}$$

și introducînd valoarea lui p_s din ecuația (24) vom obține planul de referință al curgerii în cazul digului așezat pe un strat permeabil. Construcția și calculul se repetă cu aceleași formule ca în cazul digului pe bază impermeabilă, punînd însă pe $p = p_s$ și $y_m = y_{ms}$.

După cum se vede totul depinde de raportul:

$$r = \frac{k_s}{k_d}\,.$$

In fig. 13 s-a admis r = 0 ; 0,1 ; 0,2 ; 0,3 ; 0,4 ; 0,5 ; 0,6 ; 0,7 ; 0,8 ; 0,9 ; 1 și s-a calculat respectiv p_s = 0,16 ; 0,176 ; 0,192 ; 0,208 ; 0,226 ; 0,24 ; 0,256 ; 0,272 ; 0,288 ; 0,304 ; 0,32 ; și y_{ms} = 4 ; 4,18 ; 4,29 ; 4,61 ; 4,85 ; 5,03 ; 5,22 ; 5,42 ; 5,52 ; 5,82 ; 5,98 ; și s-au trasat parabolele respective. Se constată că de la r = 0,6 parabola va tăia baza digului. Urmează că, în funcție de permeabilitatea pe care o admitem pentru dig, în raport cu permeabilitatea stratului de dedesubt, va rezulta o lungime de acoperire *a* măsurată de la piciorul digului în interior.

Dacă ne impunem distanța *a* în raport cu împrejurările locale și cu siguranța pe care trebuie să o avem, atunci rezultă raportul $\frac{k_s}{k_d}$ sau invers, ceea ce permite ca la proiectarea digului să se specifice gradul de compactare a pămîntului din dig pe care trebuie să-l realizeze executantul pentru a se obține $\frac{k_d}{k_s}$ impus din distanța admisă. De obicei, *a* variază între 0,8 și 1, ceea ce înseamnă că după fig. 13 rezultă că $\frac{k_s}{k_d}$ variază între limitele 0,6 și 1 (pentru exemplul considerat).

Rezultă deci, că la orice proiectare a unei îndiguiri trebuie să se cunoască permeabilitatea k_s a stratului de sub dig și să se prescrie gradul de compactare a pămîntului din dig, astfel ca raportul $\frac{1}{r} = \frac{k_d}{k_s}$ să fie cel corespunzător lungimii *a* de acoperire admisă.

Determinarea coeficientului de permeabilitate k_s al stratului *s*, pentru probe neturburate, se poate face actualmente în funcție de aparatura existentă, cu suficientă precizie.

In ceea ce privește realizarea coeficientului k_d impus, aceasta depinde de modul cum se va executa lucrarea, de mijloacele de compactare și de controlul riguros al execuției.

Debitul q_1 prin dig, în cazul stratului permeabil de la bază, este:

$$q_1 = k_d \cdot p_d\left(1 - \frac{p_{s_1}}{p_s}\right)$$

în care p_d este parametrul în cazul stratului impermeabil, p_{s1} parametrul parabolei care trece prin piciorul taluzului amonte, iar p_s parametrul în cazul stratului permeabil și k_d permeabilitatea digului.

Concluzii

1. Metodele actuale determină $\frac{q}{k} = p$ prin condiții arbitrare impuse parabolei lui Dupuit, anume să treacă prin diverse puncte alese a priori și apoi racordează parabola lui Dupuit prin curbe care se trasează manual după apreciere.

2. Considerăm că asemenea rezolvări nu corespund din punct de vedere științific și dau nesiguranțe.

3. Propunem ca determinarea curbei de infiltrație să se facă prin metoda arătată mai sus, curbele de racordare și înălțimea de ieșire a apei determinîndu-se prin condiții hidrodinamice în concordanță cu proprietățile hidrodinamice ale parabolei lui Dupuit și cu repartiția vitezelor la taluzul aval.

4. Modul de folosire al metodei este următorul:

a) Se dimensionează digul după necesitățile constructive, hidraulice și geometrice.

b) Se stabilește coeficientul k_s de permeabilitate al stratului de sub dig.

c) Se calculează parametrul p_s al parabolei lui Dupuit pentru raportul $r = \frac{k_s}{k_d}$, începînd de la $r = 0{,}5$ pînă la $r = 1{,}0$, p_s rezultînd din formula:

$$p_s = p_d\left(1 + \frac{k_s}{k_d}\right),$$

în care p_d are valoarea calculată cu formula (17):

$$p_d = \frac{\left(B - x_m - \frac{y_m}{2m}\right) + \sqrt{\left(B - x_m - \frac{y_m}{2m}\right)^2 + \left(1 + \frac{1}{2\,m^2}\right) - \frac{y_m^2}{2}}}{1 + \frac{1}{2\,m^2}}$$

cu elemente cunoscute ale digului pe bază impermeabilă.

d) Se calculează y_{ms} pentru diferite valori ale lui r, cu ajutorul formulei:

$$y_{ms} = 2\,p_s\left(n - \frac{1}{2m}\right) + \sqrt{\left[2\,p_s\left(n - \frac{1}{2m}\right)\right]^2 + 4\,b\,p_s + 2p_s^2\left(1 + \frac{1}{2\,m^2}\right)}$$

e) Se trasează grafic familia de parabole pentru r = 0,5—1,0 şi se alege aceea care prezintă acoperirea a a liniei de infiltraţie în funcţie de siguranţa admisă, rezultînd k_d respectiv care se va impune la execuţie.

f) Valorile lui Y_n şi y_n nu mai prezintă importanţă în cazul digului pe strat permeabil, deoarece în acest caz interesează numai lungimea a de acoperire a liniei de infiltraţie, care reprezintă distanţa de la piciorul taluzului aval pînă la intersecţia parabolei P_1 a lui Dupuit cu baza digului.

Deoarece cazul care se întîlneşte în practică este totdeauna cel al digului pe strat permeabil, rezultă că înălţimea de ieşire y_n nu mai are nici o importanţă practică, ci doar una pur teoretică.

★

РАСЧЕТ ФИЛЬТРАЦИИ ЧЕРЕЗ ОДНОРОДНЫЙ ЗЕМЛЯНОЙ ВАЛ С ВОДОНЕПРОНИЦАЕМЫМ И ПРОНИЦАЕМЫМ ОСНОВАНИЕМ

Авторы рассматривают вопрос фильтрации через земляные валы. Вкратце отмечаются недостатки существующих ныне методов. Предлагается новый метод расчета, основанный на тангенциальной привязке двух парабол Дюпюи, соблюдающих гидродинамические условия потенциальной смазки и фильтрационной линии. Таким образом исключаются привязки с переходными кривыми или кривыми наведенными рукой.

Для высоты выхода применяется закон линейного распределения откоса и дается расчетное соотношение, исключащее эмпирические формулы из существующих методов.

ZUR BERECHNUNG DER SICKERUNG DURCH HOMOGENE ERDDÄMME AUF UNDURCHLÄSSIGER UND DURCHLÄSSIGER UNTERLAGE

Es wird das Problem der Sickerung durch Erddämme erörtert, indem die Unzulänglichkeiten der bisher bekannten Methoden aufgezeigt und eine neue Berechnungsmethode vorgeschlagen wird. Der vorgeschlagene neue Berechnungsweg stützt sich auf den tangentiellen Ubergang zweier Dupuit-Parabeln, welche die hydrodynamischen Bedingungen eines potentiellen Durchflusses erfüllen. Dadurch werden die in der bisherigen Methode verwendeten Ubergangsbögen, wie auch die mit Hand gezogenen Ubergänge vermieden.

Zur Bestimmung der Austrittshöhe wird das Gesetz der linearen Verteilung der auf der luftseitigen Boschung normalen Geschwindigkeiten, angewendet. Es wird auf diese Weise eine Gleichung aufgestellt, welche die bis heute bekannten empirischen Formeln ersetzt.

Folosirea prefabricatelor de beton şi beton armat la construcţiile hidrotehnice din hidroamelioraţii

Ing. **D. Ionescu-Siseşti**

Directivele Congresului al II-lea al P.M.R. trasează, printre altele, două sarcini principale pentru cincinalul 1956—1960, şi anume:

In sectorul industriei materialelor de construcţii se va dezvolta producţia prefabricatelor de beton şi beton armat în scopul reducerii duratei de execuţie şi a preţului de cost, iar în sectorul agricol se va asigura mărirea producţiei agricole, introducîndu-se irigaţiile în cultura mare, terminîndu-se lucrările hidrotehnice începute, punîndu-se în funcţiune sistemele hidrotehnice existente şi executîndu-se lucrări de hidroamelioraţii şi de conservare a solului

Instrucţiunile C.S.A.C. nr. 2 pentru proiectarea construcţiilor în anul 1956, încadrîndu-se pe linia Directivelor Congresului, prevăd folosirea la maximum a prefabricatelor de beton şi beton armat în toate genurile de construcţii, inclusiv în construcţiile hidrotehnice din hidroamelioraţii.

Ministerul Construcţiilor proiectează şi execută în prezent importante lucrări de acest gen, folosind elemente prefabricate. Aplicarea acestei metode avansate destul de noi, în hidrotehnică, pune însă unele probleme specifice de proiectare şi execuţie. In plus, nu există încă, cum era şi firesc, o linie unică în privinţa prefabricării construcţiilor pentru hidroamelioraţii, iar unităţile de proiectare, cercetări, execuţie, montaj şi întreţinere nu sînt dezvoltate la profilul corespunzător acestor sarcini.

In articolul de faţă, după trecerea în revistă a realizărilor şi a perspectivelor de dezvoltare, se schiţează profilul viitoarelor unităţi legate de aplicarea prefabricatelor în hidroamelioraţii, tinzînd la obţinerea avantajelor reale ale aplicării noii metode.

Trebuie menţionat că în U.R.S.S. se acordă o deosebită importanţă problemelor arătate, după cum rezultă din concluziile Consfătuirii proiectanţilor şi constructorilor, referitor la folosirea prefabricatelor de beton armat în construcțiile hidroameliorative *), ținută în aprilie 1955, la Rostov.

1. Construcțiile hidrotehnice care intervin în hidroameliorații

Hidroameliorațiile, care reprezintă una dintre principalele ramuri ale hidrotehnicii, au ca scop obținerea unei producții agricole asigurate și sporite prin acționarea asupra factorului apă. Irigațiile completează deficitul de apă, îndiguirile și desecările acționează asupra excesului de apă, iar lucrările de combatere a eroziunii solului combat efectele distructive ale apei pe terenurile în pantă.

Pentru realizarea celor de mai sus se utilizează ca element principal lucrările terasiere ca: diguri, canale, baraje de pămînt etc., precum și o mare diversitate de alte construcții hidrotehnice, clasificate astfel:

a) *Construcții hidrotehnice pentru captarea apei:* prize din rîuri cu baraj, cu pinten sau în curent liber, inclusiv stăvilarele, lucrările contra aluviunilor, decantoarele, apărările de mal etc.; goliri, stăvilare, călugări, deversoare etc. la barajele de pămînt; stații de pompare de treapta I, treapta II sau reversibile, de tip fix, mobil sau plutitor, inclusiv bazinele de aspirație, de refulare, de decantare, de distribuție, traversările de dig etc.

b) *Construcții hidrotehnice pentru transportul apei:* apeducte aeriene sau subterane; conducte de presiune sau fără presiune; canale betonate cu căderi sau pante forțate, camere de distribuție, apometre etc.

c) *Construcții hidrotehnice pentru reglarea debitului sau nivelului apei:* stăvilare regulatoare, de distribuție, de golire, vanete; distribuitoare, deversoare, etc.

d) *Construcții hidrotehnice pentru traversarea unei căi de comunicații, rambleu sau rîu:* poduri, podețe, poduri — stăvilare și podețe — stăvilare; sifoane coborîtoare și ridicătoare; traversări sub ramblee necarosabile; treceri sub rîuri, etc.

e) *Construcții hidrotehnice pentru amenajarea torenților:* baraje, diguri; consolidări etc.

Construcțiile hidrotehnice enumerate mai sus au volume individuale de beton care variază de la 0,5 m³, cum este cazul unei vanete, pînă la cîteva mii de metri cubi, cum este cazul prizelor cu baraj sau al construcțiilor de trecere sub rîuri. Volumul global anual de beton necesar acestor construcții poate crește în cîțiva ani la 40—50 000 m³, din care prefabricarea poate acoperi procente pe sorturi între 50%—100%.

2. Aplicarea prefabricatelor în prezent

Prefabricarea a fost introdusă în hidroameliorații în anul 1952, înainte ca ea să devină o măsură obligatorie. Scopul prefabricării a rezultat din necesitatea de a executa în timp scurt și în condiții dificile de aprovizionare cu materiale, a unui număr foarte mare de construcții hidrotehnice pe sistemele de irigații care trebuiau puse în funcțiune în anul 1953, în jurul Capitalei și al altor centre populate.

Cu toate că la dispoziția proiectanților nu a existat nici experiență anterioară, nici documentație străină, totuși construcțiile hidrotehnice din prefabricate, introduse pe circa 3 000 ha culturi de cîmp și legume și pe circa 1 000 ha culturi de orez, au dat bune rezultate (fig. 1, 2, 3).

S-a obținut o reducere importantă a duratei de execuție (pînă la 60—90%), a costului de investiții la hectar, de 22% și a lemnului de 16%, față de situația

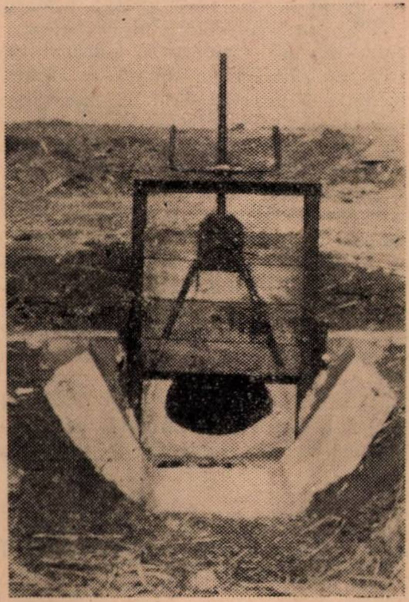


Fig. 1. Podeț-stăvilar tubular din elemente de beton prefabricate.

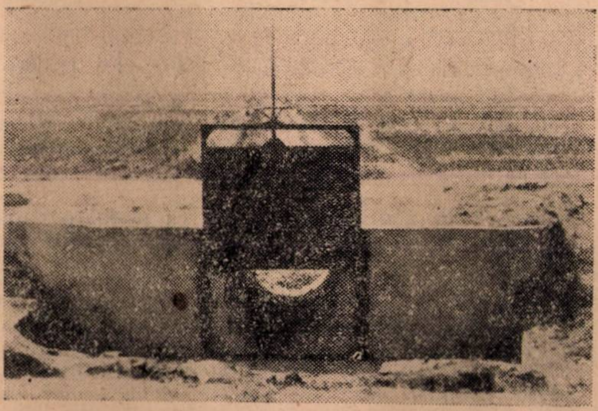


Fig. 2. Stăvilar tubular din elemente de beton prefabricate.

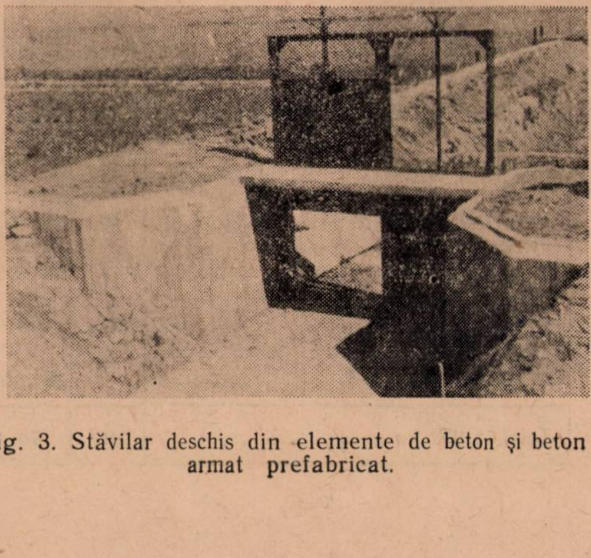


Fig. 3. Stăvilar deschis din elemente de beton și beton armat prefabricat.

---

*) Revista „Hidrotehnica și Ameliorația" nr. 7/1955, Consfătuirea delegațiilor organizațiilor de proiectare și de construcție cu privire la folosirea prefabricatelor de beton armat la construcțiile hidroameliorative, de I. G. Vișegrad.

folosirii construcţiilor monolite *) şi s-a reuşit ca sistemele să intre în funcţiune la termenul fixat.

Dintre indicii tehnico-economici obţinuţi interesează următorii: costul construcţiilor hidrotehnice 1 080 lei/ha; volumul de beton circa 1—2 m^3/ha; prefabricarea s-a aplicat la 72% din volumul total de beton; la 100 ha intervin circa 30—40 construcţii hidrotehnice.

Proiectarea construcţiilor tipizate a folosit ca elemente principale tuburile circulare, dalele şi timpanele de racordare nearmate, precum şi piesele speciale în formă de L din beton armat pentru stăvilarele deschise. Din motive de transport şi de manipulare, greutatea pieselor a rămas sub 200—250 kg, ceea ce a produs o complicaţie la montajul îmbinărilor.

Prefabricarea s-a făcut la un poligon în comuna Bragadiru, folosind parţial tipare de lemn şi tipare metalice. Aburirea nu s-a aplicat.

In aceeaşi perioadă, tehnicienii sovietici au introdus prefabricarea pe scară largă în regiunea Rostov, începînd cu anii 1951—52, obţinînd de asemenea bune rezultate **).

In perioada 1953—1955, în R.P.R. s-au întocmit noi proiecte pentru sistemele de irigaţii, prevăzute cu construcţii hidrotehnice prefabricate, conform tabelei 1.

Tabela 1

Anul	Culturi de cîmp şi legume, ha	Orez, ha	Total, ha
1953	4 100	600	4 700
1954	4 500	800	5 300
1955	1 300	2 000	3 300
Total general	9 900	3 400	13 300

Din prefabricatele necesare acestor suprafeţe, o parte importantă s-a executat pe şantier, constatîndu-se însă că organizarea prefabricării nu a făcut progresele aşteptate.

Incepînd cu anul 1956, o dată cu preluarea unora din amenajeri de către Ministerul Construcţiilor, care dispune de fabrici şi utilaj perfecţionat, se va da un nou avînt prefabricării în sectorul irigaţiilor. In acest sens se dau unele date în legătură cu activitatea Ministerului Construcţiilor atît în sectorul irigaţiilor, cît şi în alte sectoare hidroameliorative:

— Dintr-un proiect întocmit de Ministerul Construcţiilor în 1956 pentru o suprafaţă de circa 900 ha în regiunea Călăraşi pentru irigarea culturilor de cîmp cu debite specifice reduse, deci şi cu tipurile cele mai mici de construcţii, au rezultat indicii din tabela 2.

Greutatea pieselor a variat între 86—558 kg, greutatea tiparelor metalice în care se vor turna vertical cîte 4 piese (afară de cele pentru tuburi unde se toarnă cîte o piesă) a rezultat 260—712 kg. Costul tiparelor a variat între 2 200—5 250 lei/buc., numărul de refolosiri ale tiparelor metalice s-a considerat n = 300...350.

Execuţia prefabricării s-a prevăzut a se face în 1956 la un poligon de şantier fără vibrare sau aburire.

— In perioada 1954—1955, prefabricatele s-au mai aplicat încă într-un sector auxiliar al hidromelioraţiilor şi anume în apărările de maluri, unde înafară de avantajele cunoscute, creează lucrări de o anumită elasticitate foarte avantajoasă în acest sector.

Pe rîurile Bicaz şi Teleajen s-au folosit cantităţi mari de elemente prefabricate în căsoaiele de beton armat, servind ca apărări de maluri.

Soluţia preconizată anterior pentru ziduri de sprijin ***) a fost adoptată acestei noi folosinţe şi a dat pînă în prezent bune rezultate. Exemplu: pe Teleajen s-au executat în timp scurt în anul 1955, circa 500 m^3 de beton armat prefabricat pe circa 700 m apărări (fig. 4, 5, 6).

Din indicii tehnico-economici rezultaţi intereseează:

— greutăţile pieselor: 150—250 kg.

— costul unui metru cub beton prefabricat: 460—550 lei.

Prefabricarea s-a făcut la un poligon local de şantier în cofraje metalice, folosindu-se aburirea. De asemenea, pe rîurile Cerna, Jiu şi Gilort s-au aplicat pe scară mare şi cu bune rezultate elemente prefabricate noi sub forma dalelor de beton armat articulate, servind ca şorţ elastic contra eroziunilor de la baza malului (fig. 7).

— In 1956 s-au utilizat prefabricatele de beton armat şi la unele staţii de pompare de mare debit (4—6 m^3/s) ce se vor executa în 1956.

S-au prevăzut palplanşe prefabricate, dale, ferestre, piese de acoperiş, chesoane tip M.C., grinzi de rulare, fîşii cu goluri etc., din care piesele de acoperiş şi fe-

Tabela 2

Tip de construcţie	Buc.	Indice de prefabricare, %	Volum beton m^3/buc			Costul lei/buc.	
			mediu/buc.	monolit	prefabricat	construcţie	din care manoperă
Stăvilare tubulare Ø 30—60 cm . .	19	100	0,92—1,58	—	0.92—1,58	710— 1 290	95—160
Podeţe tubulare Ø 30—60 cm . . .	11	70—75	2,41—3,64	0,75—0,9	1,66—2,74	1 180 — 1 660	210—290
Ruperi de pante $h = 0{,}3-1{,}20$ m . .	36	85—62	2,50—10,90	0,40—4,5	2,10—6,40	1 650— 5 250	190—540
Podeţe dalate $b >$ 1,0 m	3	98—99	27,52—37,88	0,12—0.28	27,40—37,60	16 700—21 500	1 450—1 730
Vanete	172	68	0.48	0,15	0,33	330	80
Apometre 0,5—1 m^3/s	5	28—24	11,8—25,0	8,5—19,10	3.3—5,9	14 000—20 000	1 810—2 850
Total la 900 ha	246	76	356,2	86,5	269,7	288 940	35 285

---

*) Vezi revista *„Hidrotehnica"* nr. 6/1952: *„Tipizarea şi prefabricarea construcţiilor hidrotehnice de pe canalele de irigaţii"* de ing. D. Ionescu-Siseşti.

**) Vezi revista *„Hidrotehnica şi Amelioraţiuni"* nr. 2/1955: *„Prefabricatele de beton şi beton armat întrebuinţate la construcţiile ameliorative"* de ing. L. A. Cemichievici.

***) Vezi revista *„Industria Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii"* nr. 1/1954: *„Ziduri de sprijin din elemente prefabricate"* de ing. P .Vernescu.

rest ele se prevăd a fi executate la un centru de prefabricate din București a M.C., iar restul, la un poligon de șantier. Turnarea se va face în tipare metalice, fără vibrare sau aburire.

La o stație pentru desecare de 6 m^3/s pe malul stîng al Dunării inferioare se vor utiliza circa 40 m^3 piese de acoperiș, circa 35 m^3 palplanșe și circa 5 m^3 alte piese la un preț ponderat de circa 1 000 lei/m^3.

3. Perspectiva folosirii prefabricatelor în construcțiile hidrotehnice din hidroameliorații

Avînd în vedere, pe de o parte, perspectivele largi ale dezvoltării hidroameliorațiilor în R.P.R., avantajele multiple ale prefabricării construcțiilor hidrotehnice, precum și sarcinile speciale trasate în această direcție, se impune a trece în revistă domeniul de utilizare a prefabricatelor în fiecare categorie de construcții.

a) *In categoria construcțiilor de captare a apei.* Prefabricarea va avea ca scop, în primul rînd, eliminarea aproape integrală a lemnului, prin utilizarea piloților și a palplanșelor de beton armat în lucrările de fundații și sprijiniri și, în plus, a scurtării timpului de execuție și a reducerii costului prin folosirea dalelor simple de beton și articulate din beton armat la lucrările de apărări, a pieselor de beton armat pentru căsoaie, a blocurilor mici și mari de beton simplu în ziduri, bazine și apărări de maluri, a tuburilor în conducte, a pieselor de acoperiș și planșee în stațiile de pompare și alte clădiri, a stîlpilor de beton armat în liniile telefonice și electrice, a plutitorilor clindrici la stațiile de pompare plutitoare, a pieselor prefabricate în împrejmuiri etc.

b) *In construcțiile pentru transportul apei.* Prefabricarea va avea ca scop eliminarea folosirii lemnului și, parțial, a oțelului, reducerea timpului de execuție și reducerea pierderilor de apă.

Piesele cele mai utilizate vor fi conductele de beton și beton armat, cu sau fără centrifugare, dalele și piesele speciale pentru apeducte și căderi.

Spre deosebire de alte țări cu clima caldă *) unde transportul rațional al apei prin gravitație se face prin apeducte de beton armat sau canale betonate, în R.P.R. indicii economici arată că asemenea lucrări sînt neeconomice, avînd în vedere costul încă ridicat al prefabricatelor din beton.

c) *In construcțiile pentru reglarea debitului sau a nivelului apei.* Prefabricarea va avea ca scop principal reducerea termenului de execuție. In special în irigații, unde construcțiile sînt numeroase, de volum mic și foarte dispersate, iar execuția în situația betonului monolit este dificilă din cauza lipsei apei și a drumurilor greu practicabile, singura soluție rămîne prefabricarea. In sezonul de iarnă se execută piesele prefabricate, iar primăvara, în timp scurt, și cu minimum de mijloace se pot asambla un număr foarte mare de construcții.

Din experiența obținută în U.R.S.S. și în R.P.R. rezultă că se poate realiza în plus și o economie de cost importantă față de soluția cu beton monolit **) în condițiile care se vor arăta mai jos

Piesele cele mai uzuale sînt tuburile și dalele de beton, blocurile mici și unele piese speciale pentru stăvilare și timpane de racordare.

d) *In construcțiile pentru traversarea unei căi de comunicații, rambleu sau rîu.* Prefabricarea va avea de asemenea ca scop principal scurtarea timpului de execuție.

Se vor utiliza tuburi cu pereți îngroșați, blocuri mici, dale de beton și dale speciale de beton armat.

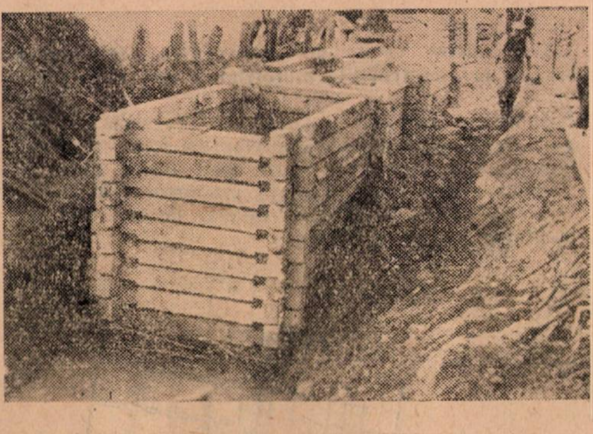


Fig. 4. Apărare de mal cu căsoaie din elemente de beton armat prefabricate: vedere frontală.

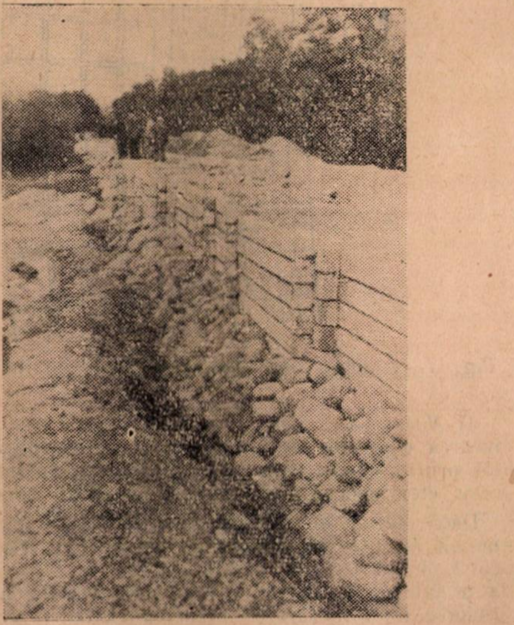


Fig. 5. Apărare de mal cu căsoaie din beton armat prefabricate: vedere de ansamblu.

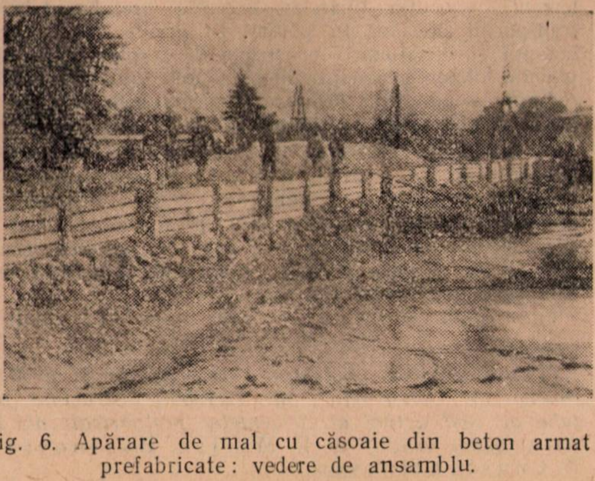


Fig. 6. Apărare de mal cu căsoaie din beton armat prefabricate: vedere de ansamblu.

---

*) Vezi revista *„Travaux"* nr. 238/955; *„Cîmpia Tadla, amenajări hidroagricole"* de V. Bauzil și A. Desgigot.

**) Vezi V. M. Apollosov; *„Executarea construcțiilor hidrotehnice prefabricate pe sistemele de irigații"* Moscova, 1954, pag. 109—111.

e) *În construcțiile pentru amenajarea torenților.* Prefabricarea va permite economisirea lemnului și a pietrei (unde aceasta lipsește).

4. Probleme ce se pun în vederea extinderii prefabricării la construcțiile hidrotehnice din hidroameliorații

Aplicarea metodei avansate a prefabricării este legată de rezolvarea următoarelor condiții esențiale, care n-au existat pînă în prezent decît într-o mică măsură și pentru care se explică atît proporția redusă de utilizare, cît și rezultatele sub nivelul la care am fost îndreptățiți să ne așteptăm.

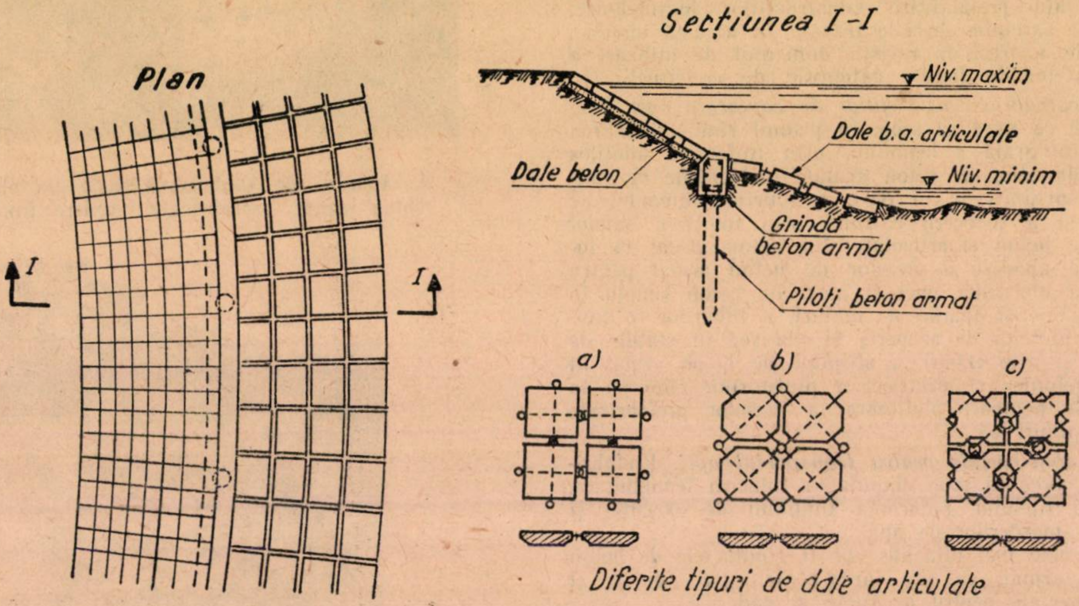


Fig. 7. Apărare de mal din dale de beton simplu prefabricate și dale articulate din beton armat prefabricate

a) *Necesitatea unei planificări de perspectivă.* Organizarea centrelor de prefabricare ,a întocmirii proiectelor pentru construcții, piese, tipare, organizarea șantierelor etc., necesită un interval de timp corespunzător.

Dacă planul de investiții s-ar cunoaște cu cel puțin un an înainte, iar planul de perspectivă s-ar cunoaște cu 2—3 ani înainte, s-ar putea face o bună planificare a prefabricării. În prezent, între comanda pentru proiectarea unei lucrări și începerea execuției pe teren rămîn de multe ori numai cîteva săptămîni sau luni, în care timp este imposibil să se întocmească proiectele pentru construcții, proiectele pentru tiparele metalice (deoarece numai acestea devin economice *) și reduc lemnul), execuția tiparelor, execuția prefabricatelor și transportul pieselor la șantier. În aceste condiții, executanții și beneficiarii, constrînși de termenele de plan, preferă folosirea construcțiilor monolit, întrucît obțin o reducere a timpului de punere în execuție față de soluția prefabricării în condițiile actuale.

b) *Adaptarea unităților de proiectare a construcțiilor hidrotehnice.* În prezent, deși instrucțiunile prevăd introducerea largă a prefabricării, totuși organele de proiectare hidrotehnice nu sînt profilate suficient în această direcție, neavînd încă colective speciale pentru prefabricate și care să aibă ca sarcină elaborarea unor cataloage de lucrări tip.

Lipsa unor asemenea cataloage creează greutăți în proiectare, în execuția prefabricării și a montajului din cauza diversității inerente a soluțiilor.

În sectorul construcțiilor civile și industriale sînt în prezent în lucru — și o parte a fost difuzată — o serie de cataloage pentru prefabricate la care lucrează trei instituții, ceea ce arată importanța dată acestei chestiuni.

În U.R.S.S., după cum rezultă din literatură, „guvernul a alocat mijloace imense pentru proiectele tip ale construcțiilor din prefabricate“ **). În concluzie, este necesară și la noi organizarea unor unități speciale pentru prefabricate, care, o dată cu întocmirea cataloagelor respective vor avea de soluționat și multe probleme de ordin hidrotehnic, încă nepuse la punct.

c) *Organizarea unui laborator de încercări a construcțiilor hidrotehnice prefabricate.* Avînd în vedere lipsa unei experiențe în proiectare, timpul scurt de cînd prefabricarea a fost introdusă la noi și, mai ales, modul diferit de lucru al noului tip de construcții, sub acțiunea sarcinilor statice și dinamice, inclusiv acțiunea apei, a înghețului, a efectului tasărilor, a infiltrațiilor sub lucrări, a etanșărilor la rosturi și la pereți, se impune ca proiectarea să fie sprijinită de încercări în laborator.

În prezent, laboratoarele cu activitate contingentă sînt: laboratorul M.T.N.A. (Ciurel), care nu este organizat încă în acest sens, laboratorul M. A. (Băneasa), ale cărui mijloace sub aspect hidrotehnic sînt reduse, iar sub aspectul încercărilor de rezistență sînt nule și laboratorul M.C. (Progresul) care nu poate executa decît încercări de rezistență.

Este necesar ca unul dintre primele două laboratoare care au organizare pentru hidrotehnică să fie dublat și cu mijloace de încercări de rezistență sau să se combine ca activitate cu laboratorul M.C. pentru a satisface cele arătate.

Din aceste încercări vor rezulta forme mai raționale ale pieselor și construcțiilor hidrotehnice, utilizarea betoanelor ușoare și a unor procedee tehnologice perfecționate, vor rezulta condiții mai bune de funcționare și economii de cost.

Acțiunea de încercări, combinată cu acțiunea de proiectare este necesar să intre în sfera de preocupări a Institutului de cercetări științifice a construcțiilor din

---

*) Vezi revista *„Industria Construcțiilor și a Materialelor de Construcții“*, nr. 12/1955: *„Structura prețului de cost actual al elementelor prefabricate din beton și beton armat“* de R. Martac, Bortnovschi, R. Constantinescu.

**) Vezi revista *„Hidrotehnica și Ameliorațiuni“*, nr. 7/1955, articol de I. G. Vișegrad, pag. 59.

M.C., analog cu preocupările pentru sectorul construcţiilor civile şi industriale.

d) *Organizarea unor centre speciale pentru prefabricatele construcţiilor hidrotehnice.* In prezent, nici unul dintre cele patru centre de prefabricare ale M.C. nu execută decît în mod sporadic piese pentru construcţiile hidrotehnice. Nici tuburile standardizate, care sînt un element de mare consum, nu se fabrică în mare serie în centrele M.C. De asemenea, palplanşele şi piloţii plini se fabrică în cantităţi mici şi cu termene lungi de livrare.

Singuri piloţii centrifugaţi se fabrică de un timp relativ scurt la M.C.F.

Folosind un principiu just de zonificare a prefabricării, în funcţie de perspectiva investiţiilor, de materialele de masă, de căile de transport şi de sursele de energie, se poate găsi amplasamentul viitoarelor centre speciale pentru construcţii hidrotehnice.

Indicativ, se propune ca pentru hidroamelioraţii, care sînt legate mai mult de Dunăre şi de rîurile mari, prefabricatele să fie transportate pe apă. De aici rezultă că pe malul Dunării, în zonele de confluenţă cu rîurile mari şi unde balasierele nu sînt prea depărtate, ar fi indicată amplasarea unor asemenea centre organizate special sau ca secţii ale unor centre cu producţie complexă.

Energia se presupune că va exista de la o linie de înaltă tensiune, paralelă cu Dunărea. Din această linie, o parte există şi o parte este planificată a se construi în curînd. In viitoarele centre, prevăzute cu laboratoare proprii, s-ar aplica metodele moderne de execuţie, începînd cu uscarea şi sortarea agregatelor, cu dozarea precisă a apei, în vederea îmbunătăţirii factorului apă-ciment, cu vibrarea, centrifugarea, vacuumarea, aburirea, etc., înafară de unele procedee de impermeabilizare.

Tiparele metalice ar urma să fie executate în anexe ale centrelor, iar un depozit spaţios ar urma să aibă în stoc un număr mare de piese asemenea, care să fie livrate la comandă în termen foarte scurt. Va fi de datoria proiectanţilor să găsească un număr cît mai mic de tipuri şi de forme cît mai simple, pentru ca execuţia să se facă în mare serie şi o mecanizare cît mai dezvoltată.

In felul acesta va dispărea situaţia paradoxală de azi, cînd preţurile încă mari ale prefabricatelor executate în poligoane de şantier sînt depăşite de preţurile aceloraşi piese executate în centre de prefabricate.

e) *Organizarea întreprinderilor de execuţie cu mijloace pentru montarea prefabricatelor.* După cum s-a spus, construcţiile hidrotehnice din hidroamelioraţii au ca specific drumurile foarte dificile de acces. Pînă în prezent, din cauza transportului cu căruţa şi a manipulării manuale a pieselor, nu s-a putut depăşi greutatea de 200—500 kg. Aceasta atrage nu numai dificultatea de îmbinare, dar rezultă nu număr mare de piese, ceea ce creează dificultăţi şi la prefabricare.

In U.R.S.S. se folosesc prefabricate pînă la 2—3 t prin utilizarea mijloacelor corespunzătoare de transport şi ridicare.

In R.P.R. se propune ca transportul să se facă cu remorca tractată cu un tractor KD 35 şi ridicarea cu macaraua-auto K-32 de 3 t cu deschiderea săgeţii de 5,5 m şi care ar putea realiza ridicarea piesei de pe remorcă pînă la locul de pus în operă. Pentru lucrările de la mal trebuie amenajate bacuri uşoare de 50—100 t şi cu pescaj redus, prevăzute cu macarale proprii.

Intreprinderile vor trebui dotate cu ateliere mecanice proprii pentru execuţia în serie a mecanismelor, de la stăvilare, pentru care trebuie să existe o colecţie de proiecte tip şi chiar un număr suficient de piese în depozit.

Montarea pieselor trebuie organizată pe brigăzi specializate: săpături, montaje, finisări şi construcţii metalice, ceea ce ar putea reduce simţitor timpii de lucru.

f) *Organizarea unui serviciu de întreţinere şi de urmărire a funcţionării construcţiilor hidrotehnice.* Ca în orice construcţii şi mai ales în construcţiile hidrotehnice, buna întreţinere este indispensabilă. După intrarea în exploatare beneficiarul nu întreţine cu grijă şi competenţă asemenea construcţii, neavînd nici mijloacele tehnice corespunzătoare. Ori, în construcţiile executate din prefabricate această întreţinere este obligatorie. De aceea, este necesar ca operaţiile de întreţinere să fie executate de unităţi specializate, analog secţiilor de întreţinere C.F.R. sau Drumuri care să aibă în dotaţia lor atît utilaj de transport şi ridicare, cît şi un număr suficient de piese de schimb (prefabricate de beton sau metalice) cu care să poate înlocui anumite piese deteriorate. Aceeaşi întreprindere va putea ţine o evidenţă a lucrărilor, trăgînd şi concluzii foarte utile asupra comportării construcţiilor.

Cu măsurile mai sus arătate se vor putea folosi cu succes şi pe scară largă prefabricatele în construcţiile hidrotehnice din hidroamelioraţii şi se vor reduce simţitor durata de execuţie şi preţul de cost, atît în lucrările de investiţii, cît şi, implicit, în preţul de revenire al produselor agricole

Bibliografie

Apollosov V. M.: Executarea construcţiilor hidrotehnice din prefabricate pe sistemele de irigaţii, Moscova, 1954.

Pascenko B. V.: Protecţia terasamentelor de cale ferată împotriva spălării, Moscova, 1952.

* * *: Hidrotehnica, nr. 6/1952.

* * *: Hidrotehnica şi Amelioraţiuni, nr. 7/1954 şi nr. 1, 2, 3, 7, 8/1955.

* * *: Ind. Construcţiilor şi Materialelor de Construcţii, nr. 1/1954 şi 12/1955.

* * *: Travaux, nr. 238/1955.

* * *: Ziarul Construcţiilor, nr. 37/1956.

★

ПРИМЕНЕНИЕ СБОРНЫХ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ ПРИ ГИДРОМЕЛИОРАЦИИ

Применение в РНР сборных изделий на гидротехнических сооружениях при гидромелиорации началось лишь недавно.

Автор приводит достигнутые до сих пор результаты и перспективы развития этого передового метода в области гидромелиоративных работ в РНР, а также дает советы применительно к организации, проектированию, лабораторным испытаниям, выполнению, монтажу и уходу за идроротехническими сооружениями из сборных изделий.

UBER DIE VERSENDUNG VON FERTIGFABRIKATEN AUS BETON UND EISENBETON IM LANDWIRTSCHAFTLICHEN WASSERBAU

Die Verwendung im grossen Masstab, von Fertigfabrikaten im landwirtschaftlichen Wasserbau, ist in der R.V.R. erst kurzen Datums.

Der Verfasser zeigt die hierin erreichten Ergebnisse die voraussichtliche Entwicklung auf diesem Gebiete in der R.V.R. wie auch einige Vorschläge betreffend die Organisation, den Entwurf, die Versuche, die Ausführung und die Unterhaltung der aus Fertigfabrikaten ausgeführten Wasserbauten.

Dimensionarea conductelor de refulare

Ing. S. Katz și ing. Gh. Costa-Foru

Problema dimensionării economice a conductelor de refulare ale stațiilor de pompare, în legătură cu proiectele de alimentare cu apă, a fost tratată în revistele noastre de specialitate în cadrul a două articole [1 și 2].

In primul articol se propune corectarea vechilor formule ținînd seamă de faptul că debitul apei distribuite în centrele populate de-a lungul perioadei de exploatare nu este constant, ci variază proporțional cu populația, aceasta, la rîndul ei, dezvoltîndu-se în concordanță cu planurile de dezvoltare a economiei naționale și în baza excedentului de natalitate.

In articolul al doilea se preia aceeași idee fundamentală și, în plus, se încearcă să se țină seamă de costul stației de pompare și de alegerea tipului pompelor.

După cum s-a arătat și în articolele menționate, pentru dimensionarea după criterii economice, pe cale analitică, a conductelor de refulare, este necesar să se cunoască:

a) relația analitică a costului conductei pe metru liniar, în funcție de diametru;

b) costul anual al energiei electrice consumate pentru învingerea frecărilor pe conductă, în funcție de diametru;

c) coeficientul de amortizare și reparații capitale.

In privința costului conductelor, în cele două articole se dau formule diferite. Acest lucru este însă pe deplin justificat, dacă se ia în considerație faptul că formulele de cost se obțin prin reprezentarea valorilor efective obținute din practică și care înglobează toate cheltuielile, inclusiv pozarea, taxele și impozitele (exclusiv epuismente) și că aceste valori se precizează pe măsură ce numărul de lucrări executate crește. In intervalul de timp între 1951—1954, executîndu-se lucrări numeroase, este de la sine înțeles că formula de cost s-a precizat și că cea din 1954 este mai actuală *).

Trecînd la stabilirea costului energiei consumate anual, în medie, pentru învingerea frecărilor pe conductă, articolele amintite aduc o corecție formulelor utilizate înainte, prin introducerea unui factor care ține seamă de neuniformitatea debitului în timp. Rezultatele la care ajung însă aceste articole, duc totuși la o importantă supradimensionare a conductelor.

Astfel, autorul primului articol, tov. ing. Melzer, admițînd că debitul mediu orar care se pompează în timp este constant și egal cu debitul zilei de vară din anul de la sfîrșitul perioadei de exploatare și luînd în considerație numai variația numărului de ore de pompare pe zi, ajunge la concluzia că energia consumată anual **) în medie pe un metru liniar pe toată perioada de exploatare a conductei este:

$$E = \frac{208\, Q^3}{D^{5,34}}\, \psi \quad [\mathrm{CPh}]$$

în care:

Q este debitul maxim de vară din anul de la sfîrșitul perioadei de exploatare, m³/s;

D — diametrul conductei m;

ψ — coeficient, funcție de creșterea anuală a populației și de perioada de exploatare, cu ajutorul căruia se exprimă numărul mediu pe toată perioada de exploatare a orelor de pompare pe an.

Exprimată în kWh, această formulă devine:

$$E' = 152{,}94\, \frac{Q^3}{D^{5,34}}\, \psi \quad [\mathrm{kWh}],$$

După părerea noastră, această valoare este mult supraevaluată, iar aceasta provine de la ipoteza pusă la început după care se păstrează constant debitul și se variază numărul de ore de pompare.

Vom explica acest lucru.

Pentru o zi oarecare, avînd debitul mediu orar Q_{oh}, cantitatea de energie consumată în funcție de numărul de ore de pompare pe zi este:

$$E_{zi} = \alpha\, Q^3\, t \quad [\mathrm{kWh}],$$

în care:

α este un coeficient de proporționalitate constant;

t — numărul de ore de pompare;

$Q = Q_{0\,h} \frac{24}{t}$ — debitul efectiv pompat, m³/s.

Inlocuind expresia debitului Q în formula de mai sus, se obține:

$$E_{zi} = \alpha\, Q^3_{0\,h}\, \frac{24^3}{t^2} \quad [\mathrm{kWh}].$$

Ținînd seamă că energia consumată la un număr de ore de pompare egal cu 24 este:

$$E_{0\,zi} = \alpha\, Q^3_{0\,h}\, 24 \quad [\mathrm{kWh}],$$

rezultă că atunci cînd se pompează o anumită cantitate de apă într-un timp $t < 24$ ore, energia consumată crește de

$$\frac{E_{zi}}{E_{0\,zi}} = \left(\frac{24}{t}\right)^2 \quad \text{ori},$$

---

*) In urma ieftinirii conductelor din 1955, trebuie reactualizată și această formulă.

**) Aici și în cele ce urmează este vorba de energia necesară învingerii frecărilor pe conductă.

faţă de cazul cînd aceeaşi cantitate de apă este pompată în timp de 24 de ore.

Cînd t ia valorile 20; 16; 8 ore, energia consumată creşte de 1,44; 2,25; 4,00; 9,00 ori faţă de energia consumată la $t = 24$ ore.

Se vede, deci, că este greşită ideea de a se lua în consideraţie un debit orar constant variind numai timpul în care acest debit este pompat, deoarece, dacă energia consumată pentru ridicarea apei este echivalentă în ambele cazuri, acest lucru nu este în nici un caz valabil în privinţa energiei consumate pentru învingerea frecărilor.

De aici rezultă clar că, neluînd în seamă alţi factori, cum ar fi, de exemplu, cheltuielile de salarizare a personalului de exploatare al staţiilor de pompare şi tratare (dacă este cazul) atunci se impune ca pomparea să se facă zilnic timp de 24 de ore, realizînd astfel importante economii de energie.

Intr-un studiu detaliat al acestei probleme, pe care-l vom publica cu altă ocazie, vom arăta că factorii enumeraţi, care duc la micşorarea numărului de ore de pompare pe zi (pentru a realiza cheltuieli totale minime), au influenţă numai la conducte de refulare scurte, care transportă debite mici. Indicativ, se poate arăta că prin conducte scurte şi debite mici se înţeleg conducte sub 3 000 m lungime şi debite sub 50 l/s.

Cantitatea de energie consumată în decurs de un an pentru învingerea frecărilor, în ipoteza că se pompează zilnic timp de 24 de ore, este:

$$E_{an} = \sum_{1}^{365} \alpha\, Q_{0h}^{3} \times 24 = 24\, \alpha \sum_{1}^{365} Q_{0h}^{3} \quad [\text{kWh}].$$

Expresia $\sum_{1}^{365} Q_{0h}^{3}$ este funcţie de durata pompării debitelor medii orare în decursul anului. Astfel, dacă se admite că debitul maxim de vară este 1,4 $Q_{0\,zi}$, în care $Q_{0\,zi}$ este debitul mediu zilnic şi că debitul minim de iarnă este 0,6 $Q_{0\,zi}$, atunci în funcţie de forma diagramei de durată a debitelor, expresiile $\sum_{1}^{365} Q_{0h}^{3}$ au valori cuprinse între $1{,}1 \times 365 \times Q_{0\,zi}^{3}$ şi $1{,}480 \times 365 \times Q_{0\,zi}^{3}$.

Luînd în consideraţie variaţia debitului conform fig. 1, care poate fi socotită obişnuită în cazul alimentărilor cu apă, expresia $\sum_{1}^{365} Q_{0h}^{3}$ este egală cu $365 \times 1{,}266 \times Q_{0\,zi}^{3}$.

Cantitatea de energie consumată în decurs de un an ar fi deci:

$$E_{an} = \alpha\, Q_{0\,zi}^{3}\, 24 \times 365 \times 1{,}266 = \alpha\, Q_{0\,zi}^{3}\, 8\,760 \times 1{,}266 \quad [\text{kWh}].$$

In ipoteza în care cantitatea totală de apă consumată în decursul anului ar fi pompată în $\frac{8\,760}{1{,}4} = 6\,250$ ore la debitul de $1{,}4\, Q_{0\,zi}^{3}$, după cum se consideră în articolul tov. ing. Melzer, energia consumată ar fi:

$$E'_{an} = \alpha\, Q_{0\,zi}^{3} \times 1{,}4^{3}\, \frac{8\,760}{1{,}4} = \alpha\, Q_{0\,zi}^{3}\, 8\,760 \times 1{,}96 \quad [\text{kWh}].$$

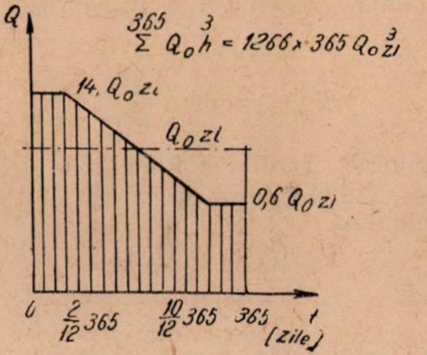


Fig. 1.

Făcînd raportul dintre aceste două expresii ale energiei:

$$\frac{E'_{an}}{E_{an}} = \frac{8\,760 \times 1{,}96}{8\,760 \times 1{,}266} = 1{,}55,$$

se vede că, pompînd un debit constant la un număr variabil de ore de pompare, se consumă cu 55% mai multă energie pe an pentru învingerea frecărilor decît în cazul celălalt.

Trecînd, mai departe, la calculul cantităţii de energie consumate în medie pe an, pe întreaga perioadă de exploatare, rezultă:

$$E_{an\,med} = \frac{1}{n} \sum_{1}^{n} 1{,}266 \times 8\,760\, Q_{0\,zi}^{3}.$$

Avînd în vedere că debitul mediu zilnic în anul i, exprimat în funcţie de debitul mediu zilnic de la sfîrşitul perioadei de exploatare este:

$$Q_{0\,i} = Q_{0\,n}\,(1 + p)^{i-n},$$

expresia de mai sus devine:

$$E_{an\,med} = \frac{1}{n} \sum_{1}^{n} 11\,090\, \alpha\, Q_{0n}^{3}\, (1 + p)^{3(i-n)},$$

în care:

p este coeficientul de creştere anuală a populaţiei;
i — un an oarecare;
n — numărul de ani de exploatare;
$Q_{0\,n}$ — debitul mediu zilnic din anul de la sfîrşitul perioadei de exploatare.

Inlocuind valorile numerice luate în considerație și în articolele citate $p=0{,}036$ și $n=40$ ani, se obține:

$$E_{an\,med}=2\,562\,\alpha\,Q^3_{o\,40}\quad[\mathrm{kWh}].$$

Coeficientul α este (calculat pentru fontă și oțel după formula Manning-Pavlovsky):

$$\alpha=\frac{0{,}0242}{D^{5,34}}\,.$$

Inlocuind valoarea lui α în expresia energiei, vom avea:

$$E_{an\,med}=62{,}0\,\frac{Q^3_{o\,40}}{D^{5,34}}\,.$$

Exprimînd energia în funcție de debitul maxim de vară din anul de la sfîrșitul perioadei de exploatare

$$Q=1{,}4\;Q_{o\,40}\,,$$

se obține:

$$E_{an\,med}=62{,}0\,\frac{1}{1{,}4^3}\,\frac{Q^3}{D^{5,34}}=22{,}59\,\frac{Q^3}{D^{5,34}}\quad[\mathrm{kWh}]$$

Revenind la expresia energiei stabilită de tov. ing. Melzer și punînd $\psi=0{,}547$ pentru $p=3{,}6\%$ și $n=40$ ani, avem:

$$E'=152{,}94\times0{,}547\times\frac{Q^3}{D^{5,34}}$$

și făcînd raportul $\dfrac{E'}{E_{an\,med}}$, se obține:

$$\frac{E'}{E_{an\,med}}=\frac{83{,}66}{22{,}59}=3{,}70.$$

Această cifră arată că energia necesară învingerii frecării a fost supraevaluată de 3,7 ori.

Diametrul economic fiind proporțional cu coeficientul numeric din expresia energiei, ridicat la puterea 0,155 [formula 18 din [1]], rezultă că, folosind expresia energiei stabilite de tov. ing. Melzer, supradimensionarea este făcută în proporție de

$$3{,}70^{0,155}=1{,}22\ \text{ori},$$

adică cu 22%.

In articolul al doilea, supraevaluarea consumului de energie este și mai mare, prin faptul că la stabilirea numărului de ore de pompare în anul mediu, în loc să se aplice coeficientul ψ numărului de ore de pompare din anul de la sfîrșitul perioadei de exploatare (anul al 40-lea), care este de 6 250, acesta este aplicat numărului total de ore pe an, adică 24 × 365 = 8 760.

Astfel, cantitatea de energie consumată în medie este supraestimată de

$$3{,}70\times\frac{8\,760}{6\,250}=5{,}17\ \text{ori},$$

iar diametrul rezultat, care este proporțional cu coeficientul numeric din expresia energiei, ridicat la puterea 0,148 [formula 11 din [2]], este mai mare de

$$5{,}17^{0,148}=1{,}275\ \text{ori},$$

adică cu 27,5%, la conducte de fontă și oțel.

★

Cele de mai sus au fost deduse în ipoteza reglajului ideal al pompelor, adică în ipoteza că debitul pompelor urmărește riguros curba de consum și presiunea de refulare este egală cu cea necesară ridicării apei și învingerii frecărilor pe conductă.

Reglajul ideal este posibil în următoarele cazuri:

— cînd se folosesc pompe cu piston (prin variația cursei pistonului);

— cînd pomparea se face cu pompe centrifuge antrenate de motoare electrice de curent continuu sau alternativ, cu colector (prin variația turației);

— cînd pomparea se face cu pompe centrifuge antrenate de motoare electrice asincrone în scurtcircuit, prin admisie de aer pe conducta de aspirație;

— cînd antrenarea pompelor centrifuge se face cu mașini termice (mașini cu abur, motoare cu ardere internă).

In modurile de reglaj mai sus arătate, se consumă numai cantitatea de energie teoretic necesară.

Avînd în vedere faptul că motoarele electrice asincrone, trifazate, și-au cucerit un loc de frunte datorită construcției simple, avantajelor în exploatare și costului redus, vom analiza posibilitatea pompării cu debit variabil și în cazul folosirii acestui tip de motor.

In cazul cînd antrenarea pompelor centrifuge rezultă prin motoare asincrone cu rotor bobinat, reglarea turației este posibilă cu ajutorul unui reostat de reglaj introdus în circuitul rotorului. Acest mod de reglaj nu mai decurge fără pierdere de energie.

Analizînd cazul reglajului turației pompei prin reostat, în mod similar cu cele expuse mai sus, se ajunge la următoarele concluzii:

Energia consumată într-un an oarecare este:

$$E_{an\,el}=1{,}525\,\alpha\cdot8\,760\,Q^3_{o\,zi}\,,$$

de unde rezultă că, în cazul exploatării stației de pompare cu debit constant și număr de ore variabile, se cheltuiește cu

$$\frac{1{,}96-1{,}525}{1{,}525}=0{,}285=28{,}5\,\%$$

mai multă energie decît în cazul exploatării cu debit variabil după consum, prin reglajul turației cu reostatul.

Energia consumată anual în medie pe întreaga perioadă de exploatare este :

$$E_{an\ med\ el} = 39{,}355 \frac{Q^3}{D^{5{,}34}},$$

iar în cazul exploatării cu debit constant se cheltuiește cu

$$\frac{83{,}66 - 39{,}35}{39{,}35} = 1{,}125 = 112{,}5\%$$

mai multă energie decît în cazul reglajului turației pompei cu reostatul.

★

În mod asemănător s-au calculat cantitățile de energie cheltuite anual în medie pe întreaga perioadă de exploatare și în următoarele ipoteze :

— consumul specific pe cap de locuitor variază în decursul exploatării, și anume, crește cu 25, 50 și 100% ;

— dimensionarea pompelor se face pentru cicluri de 13 ani, urmînd ca ele să fie schimbate de 3 ori în decursul perioadei de exploatare.

Rezultatele calculelor sînt rezumate în tabela 1, în care A este un coeficient din formula $E = A \frac{Q^3}{5{,}34}$; E—energia consumată în medie pe an; D—diametrul conductei; Q—debitul maxim final; c_f—consumul specific final; c_0—consumul specific inițial.

După cum rezultă, în general, prin exploatarea unei stații de pompare cu debit constant și un număr de ore de pompare variabil se consumă cu circa 150% mai multă energie pentru învingerea frecărilor pe conducte, iar pe de altă parte, dimensionînd în această ipoteză conductele de refulare, se ajunge la diametre mai mari cu circa 20%. Această supradimensionare este reală chiar ținînd seamă de sortimentele standard.

★

În legătură cu introducerea costului stației de pompare în calculul diametrului economic, în cel de al doilea articol citat se arată că valoarea stației de pompare variază în mod obișnuit între 10 și 30% din valoarea conductei de refulare și se admite pentru calcul o valoare medie de 20%.

Afirmația făcută, care se bazează pe date statistice privind valoarea stației de pompare și după care, prin luarea în considerație a stației de pompare (care grevează numai costul conductei), valoarea diametrului economic ar urma să scadă, este greșită. În realitate, influența luării în considerație a costului stației de pompare este inversă, diametrul economic crescînd o dată cu valoarea acesteia.

Costul stației de pompare este funcție de puterea acesteia. Puterea depinde de următorii parametri : înălțimea geometrică de refulare H_0; debitul refulat Q; randamentul pompelor η ; materialul conductei ; lungimea acesteia L și diametrul acesteia D. Expresia analitică a puterii este :

$$N = \frac{1\,000}{102\eta} Q \left(H_0 + K \frac{Q^2}{D^m} L\right).$$

De aici se vede că puterea constă din două părți independente și dacă am admite că, statistic, partea a doua a expresiei este funcție de costul conductei, despre prima nu s-ar putea în nici un caz afirma acest lucru.

Sensul influenței costului stației de pompare asupra diametrului economic poate fi văzut din următoarele considerații :

Cheltuielile anuale totale la o instalație de pompare se pot exprima astfel :

$$C_t = C_1 + C_2 + C_3,$$

Tabela 1

Tabela rezumativă a supraestimării energiei consumate și a supradimensionării diametrului conductelor

Ipoteza de exploatare	Reglaj ideal	Se instalează de la început debitul maxin final ; reglaj cu reostat, cu var, consum specific				Se instalează în trei trepte
		$c_f = c_0$	$c_f = 1{,}2\,c_0$	$c_f = 1{,}5\,c_0$	$c_f = 2{,}0\,c_0$	$c_f = c_0$
Coeficientul A	22,59	39,65	35,65	32,50	29,25	34,30
Supraestimarea energiei $\frac{83{,}66}{A}$ după tov. Melzer	3,70	2.12	2,34	2,57	2,86	2,44
Idem, după tov. Teodorescu $\frac{117{,}12}{A}$.	5,17	2,98	3,28	3,60	4,00	3,42
Supradimensionarea diametrului conductei după tov. ing. Melzer . .	22,2 %	12.2 %	14 %	15,5 %	17%	15%
Supradimensionarea diametrului conductei după tov. ing. Teodorescu .	27,5 %	17,5 %	19,2 %	21%	22,5 %	20%

în care :

C_1 reprezintă cheltuielile anuale cu conducta;
C_2 — cheltuielile anuale cu energia consumată;
C_3 — cheltuielile anuale cu staţia de pompare egale cu

$$C_3 = \delta \bar{c} N ,$$

în care :

N este puterea staţiei de pompare;
$\bar{c}$ — costul mediu al unităţii de putere instalată;
δ — coeficientul de cheltuieli anuale.

Pentru a obţine minimul cheltuielilor totale în funcţie de diametru, se scrie derivata expresiei C_t în raport cu diametrul şi se anulează aceasta. După derivare, C'_1 rămîne pozitiv, iar C'_2 şi C_3' devin negativi, întrucît D este la numitor.

Rezultă, deci, că influenţa costului staţiei de pompare asupra diametrului are acelaşi sens ca şi influenţa costului energiei, adică duce la mărirea diametrului şi nu la micşorarea lui.

Analizînd numeric pentru diferite cazuri influenţa costului staţiei de pompare asupra diametrului, a rezultat că aceasta duce la o creştere a diametrului de ordinul de mărime de 1—2%.

Atît în ipoteza pusă de tov. ing. Teodorescu, cît şi în ipoteza reală, rezultatele diferă neglijabil faţă de cazul cînd nu se ţine seamă de loc de staţia de pompare, la dimensionarea economică a conductelor. Valori de 1, 2 sau chiar 3% în plus sau în minus nu au nici un fel de importanţă la stabilirea diametrului economic, mai ales că diametrele standardizate sînt la intervale destul de mari. În consecinţă, propunem să se neglijeze în calcul influenţa costului staţiei de pompare asupra diametrului economic. Dacă se consideră, totuşi, necesar să se ţină seamă de această influenţă, se va avea în vedere că sensul ei este invers celui arătat în articolul citat [2].

Despre coeficienţii de amortizare. In general, la lucrările de alimentare cu apă se admite procentul de amortizare şi reparaţii capitale 3,3% pe an din valoarea investiţiei.

Cercetînd literatura de specialitae [3 şi 4], care se ocupă cu probleme de calcule economice, se poate vedea că valorile coeficienţilor de amortizare şi de reparaţii capitale nu sînt la fel pentru toate construcţiile.

Concluzia care se poate trage de aici este că valoarea de 3,3%, aplicată la alimentări cu apă la noi în ţară, reprezintă procentul de amortizare mediu pentru toate obiectele, indiferent de materialul din care sînt executate.

Sîntem de părere că la calculul dimensiunilor economice ale unui obiect care face parte dintr-un ansamblu de lucrări, trebuie să se ţină seamă de durata reală de viaţă a acelui obiect şi de reparaţiile care survin în exploatarea lui, factori care sînt strîns legaţi de materialul din care este executat şi de condiţiile în care lucrează.

Ca un exemplu care pune în evidenţă importanţa acestei probleme, arătăm că adoptarea aceloraşi formule pentru alegerea diametrului economic la conducte de fontă şi oţel [aşa cum se arată în articolul [2]] duce la alegerea unor diametre prea mari în cazul conductelor de oţel, datorită faptului că amortismentul acestora este practic mai mic decît al conductelor de fontă.

Luînd în consideraţie pentru conducte de oţel un amortisment egal cu de două ori amortismentul pentru conducte de fontă, rezultă că supradimensionarea conductelor de oţel, prin adoptarea unor diagrame comune pentru fontă şi oţel, este mai mare cu circa 11% decît la fontă.

Din analizarea celor arătate mai sus reiese clar că problema dimensionării conductelor, cu toate că a fost mult dezbătută, nu este încă rezolvată definitiv.

Lucrările publicate anterior duc la valori ale diametrelor economice cu mult peste cele necesare, respectiv, la un cost mult prea mare.

Avînd în vedere valoarea de investiţie foarte mare a conductelor, efortul financiar iniţial pe care îl cere în general realizarea conductelor de aducţie, precum şi faptul că la conductă se foloseşte material deficitar (fontă, oţel) sau de import (azbociment, oţel), se impune revizuirea lucrărilor amintite şi înlocuirea lor.

În acest sens, putem arăta că în momentul de faţă se află în studiu diagrame pentru dimensionarea economică a conductelor, pe baza considerentelor arătate mai sus.

Bibliografie

[1] *Melzer A.:* Conducte de pompare, Hidrotehnica, nr. 4/1951.

[2] *Teodorescu M.:* Dimensionarea după criterii economice a staţiilor de pompare şi a conductelor de refulare etc., Ind. Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţie, nr. 6/1954.

[3] *Morozov A. A.:* Utilizarea energiei apei.

[4] *Moşnin L. F.:* Metode de calcul tehnico-economice a reţelelor de apă, Stroiizdat, Moscova, 1950.

[5] *Eigeles S.:* Procedee moderne pentru reglarea turaţiei la motoarele electrice, Electrotehnica, nr. 11/1950.

[6] *Sîromiatnikov I. A.:* Regimurile de funcţionare ale motoarelor electrice asincrone, Editura Tehnică, 1952.

[7] *Theodoru H.:* Asupra diametrului economic al unei conducte de refulare, Bul. de matematică şi fizică pură şi aplicată al Şcolii Politehnice din Bucureşti VI, 1934—35.

[8] *Theodoru H.:* Asupra diametrului economic al unei conducte de refulare şi asupra exploatării acesteia, Bul. de matematică şi fizică pură şi aplicată al Şcolii Politehnice din Bucureşti, VII/1935—36.

РАСЧЕТ НАГНЕТАТЕЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

В статье авторы рассматривают вопросы связанные с экономическим расчетом нагнетательных трубопроводов, внося поправки в формулы и результаты приведенные в опубликованных в прошлом статьях. Указывается правильный метод расчета, а также более экономный способ эксплуатации насосных станций.

WIRTSCHAFTLICHE BEMESSUNG DER DRUCKROHRE

Im Aufsatz werden einige Fragen im Bezug auf die wirtschaftliche Bemessung der Druckrohre besprochen, wobei Verbesserungen an den in vorher veröffentlichen Formeln vorgeschlagen werden und zugleich ein Berechnungsweg gezeigt, der eine wirtschaftliche Bemessung des Rohrdurchmessers und einen wirtschaftlicheren Betrieb des Pumpwerkes gestattet.

Apă potabilă în lunca Borcei

Ing. M. M. Popescu

În articolul de față se dezbate problema apei potabile din lunca Borcei, în zona delimitată de:

— latura Călărași — Pîrjoaea, la sud;

— Dunărea de la Pîrjoaea pînă la Seimenii Mari la est;

— latura Seimenii Mari — Bordușani, la vest și

— Borcea de la Bordușani la Călărași.

Această zonă măsoară aproape un milion de hectare de teren agricol. Ea a fost cercetată sub aspectul hidrologic și litologic între 1946—1955, cînd s-au executat, în această zonă, o serie de foraje de apă cu caracter de explorare-exploatare prin inițiativa și conducerea autorului studiului de față.

Datele hidrogeologice furnizate de aceste puțuri forate pînă la baza stratului doi de apă sînt interpretate, în special în ce privește stratul al doilea de apă subterană, de a cărui existență nu se știa nimic pînă în anul 1949 și care este capabil să rezolve problema alimentării cu apă a exploatărilor agricole din această zonă.

1. **Sursele de apă** din lunca Borcei sînt reprezentate prin trei categorii, și anume:

1) apele de suprafață: Dunărea și Borcea;
2) apa freatică (aluvială și de infiltrație);
3) apa din stratul doi de apă subterană.

1. *Apele de suprafață* reprezentate prin Dunăre și Borcea sînt folosite destul de mult, în stare brută, — așa cum sînt transportate pe fluviu — deși prezintă componenți chimici care depășesc mult limitele permise de STAS 1342—50.

Apa este permanent tulbure, gustul dulceag pămîntos, miros slab de pește proaspăt și temperatura înafara limitei STAS 1342—50.

Sub raportul examenului bacteriologic, apa conține o serie de microorganisme dăunătoare sănătății viețuitoarelor, precum: coli provocători de colite, baccili ai febrei tifoide și aftoase, dezinterie și uneori vibrionii holerei.

Din punct de vedere chimic, compoziția acestor ape este și mai complexă. Din colectarea deșeurilor industriale, apele uzate deversate prin afluenții săi și direct, din zestrea mineralogică și organică a apelor scurse din culturile agricole riverane (îngrășăminte chimice și organice), planctonul etc., apa din Dunăre și Borcea cuprinde multe elemente dăunătoare sănătății consumatorilor săi, precum: amoniac, clor, SH_2, SO_4, săruri de Mn, Mg etc.

Din acest examen sumar, rezultă că apa din Dunăre și Borcea nu poate fi folosită decît printr-o tratare sub raport fizic, chimic și bacteriologic. Această condiționare comportă instalații speciale costisitoare și care se pot aplica în cazurile de obligativitate ca sursă și dacă prețul la metrul cub de apă revine suportabil.

Populația așezărilor omenești, limitrofe acestor surse, folosește apa din Borcea și Dunăre în stare brută, limpezită prin agitație cu făină de porumb sau piatră acră.

In 1941—43, orașul Călărași a executat prin M.A.S. Dir. Imb. Funciare un puț forat la 118 m, care a întîlnit o singură pînză de apă între 4—9 m sub nivelul mării. La 20 m sub nivelul mării puțul a interceptat roci aparținînd Cretacicului și a fost părăsit, deoarece puțul a avut un caracter de explorare a stratelor de apă subterană, care nu s-au întîlnit pînă la adîncimea de 118 m.

In anul 1955, G.A.S. Roseti, vecină cu orașul Călărași și limitrofă Borcei, a executat — prin proiectarea autorului prezentului articol — două puțuri forate la Secția Centru la 200 m nord de malul stîng al Borcei, integrat în condiții hidrologice și hidrogeologice similare orașului Călărași, iar al doilea puț, în lunca Borcei la Secția de ovine Grădiștea (1 500 m sud Borcea).

Aceste puțuri au interceptat stratul doi de apă între cotele 3 la—2 m la centru și 3,20—1,80 la Grădiștea.

Ele s-au găsit în același material de pietrișuri rotunjite de Frătești cu debitul de 20 m^3/h.

Analiza chimică confirmă că apa este potabilă și de calitate avînd componenți chimici cuprinși în interiorul STAS-ului 1342—50.

2. *Apa aluvială și de infiltrație.* In toată lunca Borcei, prima pînză de apă este formată prin cumularea apei din precipitațiile atmosferice, inundații sau infiltrații din Dunăre și Borcea și care se reazemă pe un strat de teren impermeabil. Prezența sa poate să fie locală, continuă, discontinuă, liberă sau captivă.

Ceea ce interesează mult este natura stratelor de teren de deasupra tavanului stratului acvifer — din punct de vedere chimic și bacteriologic — precum și natura terenului în care se găsește înmagazinată această apă

Acești factori, prin structura lor chimică-biologică, dictează calitatea, deci potabilitatea sau insalubritatea apei.

Astfel, dacă terenurile stratelor superioare pînzei de apă conțin compuși solubili de sulfați de sodiu, potasiu, magneziu etc. sau cloruri de Na și K, compuși organici solubili de nitriți, nitrați, amoniacați etc. — aceștia fiind dizolvați — antrenați și transportați în apa stratului prim de apă, imprimă acestuia caracterele lor.

Astfel, sulfaţii de Na şi K imprimă apei gustul leşietic astringent. Apa este purgativă şi rea la gust.

Sulfaţii de magneziu dau gustul amar, clorurile dau gustul sărat; carbonaţii de calciu şi sulfaţii dau duritatea prea mare a apei, iar compuşii organici în cantităţi care depăşesc limitele admise de STAS 1342—50 dau o apă amară, cu miros greu de baltă, de putrefacţii etc., deci o apă complet insalubră.

In lunca Borcei, această apă se prezintă în general cu componenţi chimici în cantităţi mari şi apa este de nefolosit, fiind dăunătoare sănătăţii vieţuitoarelor. Astfel, exploatarea sa nu se recomandă.

Aşezările omeneşti situate de-a lungul malului stîng al Borcei se bucură, în general, de prezenţa unei ape freatice potabile.

Aici apa freatică este în general, provenită prin infiltraţie din apa Borcei.

In comuna Feteşti ,pe lunca Borcei, se observă că toate puţurile deschise manual în prima pînză de apă au coloana tuburilor de ciment fracturată în unghi obtuz cu vîrful dirijat în direcţia de curgere a Borcei, ceea ce denotă că apa lor provine din Borcea. Deformarea coloanei tuburilor de ciment paralel cu sensul de curgere al Borcei s-ar explica prin două cauze:

— înclinarea sud-nord a stratului de chişai de deasupra stratului de apă, şi

— curgerea apei freatice paralel sau aproape paralel cu apele purtate de Borcea.

Apa fiind filtrată prin stratul de deasupra (3—5 m grosime) şi fiind cazată într-un nisip aspru cuarţos, micaceu şi curat, este potabilă.

Situaţii asemănătoare se prezintă şi la Buliga, Cocargea, Pietroiu, Gildău etc. La Roseti, Tonea, apa freatică este nepotabilă.

Elementul bacteriologic este necontrolat şi el continuă să rămînă un pericol ascuns, permanent, de atentat la sănătatea celor care consumă această apă.

Se mai poate întîmpla ca stratul de apă freatică să circule într-un teren de chişai (nisip foarte fin cu praf şi argilă coloidală) sub care să urmeze un teren alcătuit din nisip aspru mijlociu, mare sau pietriş.

Puţurile locale construite după metode tehnice înapoiate nu pot traversa stratul de chişai; puţul se opreşte tocmai aici şi exploatează apa încărcată cu microbii patogeni,. care sînt colectaţi şi reţinuţi prin puterea de filtrare a chişaiului.

Şi în acest caz se obţine o apă dăunătoare, insalubră şi respingătoare ca aspect, gust şi efect.

Apa are un gust dulceag, leşietic, greoi şi nu astîmpără setea, pe care, din contră, o excită şi o întreţine. Necunoscătorul bea pînă capătă deranjamente stomacale şi gastro-intestinale.

Este tipul de apă cel mai periculos sănătăţii şi se întîlneşte pe porţiuni destul de mari, mai ales în incinta dintre Borcea şi Dunăre.

Condiţionarea acestor ape prin metode tehnice avansate este prea costisitoare şi nu se recomandă.

In cazurile unde sub stratul de chişai se găseşte stratul de apă în nisipuri sau pietrişuri, trebuie traversat stratul de apă pînă la bază, ceea ce nu se poate realiza decît prin construirea puţului cu dublu filtru, tip S.M.T. Călugăreni şi care se va descrie mai jos.

3. *Stratul doi de apă subterană.* In lunca Borcei şi în vecinătatea sa, nu s-a executat pînă în anul 1945 decît puţul forat din oraşul Călăraşi la 118 m de la podul Cernavodă.

Din lipsa unei documentaţii pe bază de profiluri litologice puse în evidenţă de un număr mai mare de sondaje de prospecţiuni, hidrologice sau geologice, s-au făcut diferite speculaţii întemeiate pe observaţii sumare de suprafaţă, documentaţie de bibliotecă sau presupuneri interpolate, unele mai imaginare decît altele.

Astfel, ing. Matei Drăghiceanu într-una din dările de seamă ale Comitetului Geologic, afirmă că: „Mişcările tectonice care au produs scufundarea aripii nordice a podişului prebalcanic, ar fi dat naştere unei falii, dirijată de la Călăraşi la Brăila, care ar fi colectat apa din stratul doi subteran venit din Cîmpia romînească (Bărăgan), dînd naştere braţului Borcea".

Cu alte cuvinte, între Bărăgan şi Dobrogea s-ar fi intrepus această falie, care a produs separarea apelor din stratul doi şi că stratul al doilea de apă subterană din Bărăgan nu ar mai avea continuitate şi componenţa normală cu cel din Dobrogea, fiecare dintre ele avînd o individualitate aparte.

Alţi specialişti (ing. Gh. Băisan) mai susţin că: „ar fi probabil ca stratul doi de apă din Bărăgan să nu aibă continuitate cu stratul doi din lunca Borcei, ci să ajungă numai pînă la malul Borcei unde să dea naştere la izvoare la baza malului terasei, iar stratul doi de adîncime să fie propriu luncii Borcei şi Dunării".

Deşi scopul principal al prezentului articol este de a studia stratul doi de apă subterană din Bărăgan şi lunca Borcei, totuşi în secundar — şi ca o consecinţă logică — se va dovedi că cele două presupuneri de mai sus nu sînt reale.

Intre 1945—49, ca salariat al M.A.S. Dir. Imbunătăţirii Funciare, am iniţiat, organizat şi condus executarea unui număr de puţuri de adîncime, forate în sistemul uscat şi amplasate în lunca Borcei şi vecinătatea sa, care au dat rezultate contrarii teoriei tov. ing. Drăghiceanu şi au dovedit real că stratul al doilea de apă din Bărăgan trece pe sub Borcea şi Dunăre în Dobrogea, cu deschiderea sa în apele Mării Negre.

Aceste puţuri forate la adîncime sînt:

1. La secţia Vasilescu Vasia din G.A.S. Roseti, fosta Secţia Lichereşti din G.A.S. Călăraşi, în anul 1946 s-a forat un puţ la 30 m adîncime şi situat la 5 km NE de oraşul Călăraşi, în terasa primară a Borcei, cota 23 m, de la nivelul mării.

2. La fosta proprietate Remus Cicei, azi G.A.C., în aceeaşi terasă primară a Borcei şi 3 km vest de primul foraj, s-a executat un al doilea puţ forat în 1946, cu rezultate suprapuse primului.

3. In 1946 s-a executat un puţ la 50 m adîncime şi oprit în interiorul stratului doi de apă (prin suspendare pe şarniere) în incinta G.A.S. Feteşti, pe lunca Borcei la 1 km vest de aceasta, cota 12 m, de la nivelul mării.

4. In 1947 s-au săpat două puţuri forate la 86 m adîncime şi amplasate pe dealul com. Feteşti, liziera de vest, în cîmpia Bărăganului, la limita pantei spre Borcea, cota 59 m de la nivelul mării.

5. In anul 1949 am contractat şi executat 5 puţuri forate în lunca Borcei la gospodăriile de stat, şi anume:

   a) un puţ forat la 56 m adîncime Burduşani-Borcea;
   b) un puţ forat la 34 m adîncime Pietroiu-Borcea;
   c) un puţ forat la 32 m adîncime Dudeşti-Dunăre;
   d) un puţ forat la 31 m adîncime Cegani-Dunăre;
   e) un puţ forat la 32 m adîncime Cocargea-Bărăgan.

6. In 1955, Intreprinderea 194 Foraje Bucureşti a executat un puţ forat la 76 m adîncime, în incinta S.M.T. Făcăeni-Bărăgan, la 500 m vest Borcea.

Toate aceste foraje au interceptat stratul al doilea de apă subterană, pe care l-au dat în exploatare şi care este unul şi acelaşi strat din Bărăgan — corespondent cu acesta — cu trecere pe sub Borcea şi Dunăre în Dobrogea, livrînd apa igienică, salubră, plăcută la gust şi în cantitate de 30 m^3/h.

Din examinarea materialului documentar pus la dispoziţie de profilul acestor foraje şi reprezentat grafic în patru planşe anexe, sub formă de profiluri litologice, rezultă următoarele:

Din profilul Făcăeni-Borduşani-Cegani (Dunăre) (planşa 1) se constată că, faţă de nivelul mării:

a) Stratul al doilea de apă din Bărăgan, întîlnit la Făcăeni între — 14 m şi — 55 m, s-a întîlnit corespondent: între — 19 m şi — 44 m la forajul din Borduşani şi între — 15 m şi — 23 m la forajul din Cegani-Dunăre.

b) Tavanul stratului II de apă este întîlnit cu 16 m sub fundul Borcei, la forajul Borduşani.

c) La forajul Cegani, amplasat în faţă de Seimenii Mari, pe malul stîng al Dunării, la 200 m vest, tavanul stratului II de apă este găsit cu 8 m sub fundul Dunării.

II. **Din examinarea profilului litologic: Feteşti-gară, Feteşti-deal, Feteşti-luncă şi Dudeşti-Stelnica pe Dunăre** (planşa 2) se constată că:

1. Stratul al doilea de apă subterană din Bărăgan s-a interceptat între cotele:

a) 1 m şi 43 m la Gara Feteşti-Bărăgan;

b) 3 m şi 29 m la Feteşti-deal-Bărăgan;

c) — 28 mm şi 38 m la Feteşti-luncă-Borcea;

d) — 18 m şi — 20,30 m la Dudeşti pe Dunăre.

2. Tavanul stratului II de apă se află cu 21 m sub fundul Borcei la forajul din Feteşti-luncă şi cu 15 m sub fundul Dunării la forajul din Dudeşti-Stelnica.

III. **Profilul Cocargea-Pietroiu-Dudeşti** (planşa 3) pune în evidenţă următoarele:

1. Stratul al doilea de apă subterană s-a întîlnit între — 13 m şi — 23 m la forajul Pietroiu din lunca Borcei şi cu — 18 m şi — 20,30 m la Dudeşti pe Dunăre.

2. Tavanul stratului II de apă este cu 17 m mai jos de fundul Borcei la forajul din Pietroiu-lunca Borcei şi cu 15 m sub fundul Dunării la Dudeşti pe Dunăre.

IV. **Profilul Călăraşi-Licehreşti** (planşa 4) arată că:

1. Se întîlneşte un singur strat de apă (stratul II) între — 4 m şi — 9 m.

2. Acelaşi strat de apă la forajul Lichereşti s-a întîlnit între — 2 m şi — 5 m avînd deasupra un strat de apă freatică nepotabilă.

3. Tavanul stratului doi de apă în forajul Lichereşti s-a găsit cu 2,50 m mai jos de fundul Borcei, şi

4. Acelaşi tavan — la Călăraşi — este cu 4,50 m sub fundul Borcei.

În rezumat, din cele arătate pînă aici se desprind următoarele concluzii:

1. Stratul al doilea de apă subterană din Cîmpia romînească zona Bărăganului, pe toată distanţa de la Călăraşi la Făcăeni:

a) Trece pe sub Borcea cu 11 m la Făcăeni, 16 m la Borduşani, 21 m Feteşti luncă, 17 m la Pietroiu şi 4,50 m la Călăraşi.

b) Se întîlneşte şi este continuu în lunca Borcei (pe distanţa Călăraşi-Făcăeni):

c) Poziţia sa este determinată de cotele:

— 14 m şi — 50 m la Făcăeni Bărăgan;
— 19 m şi — 44 m la Borduşani — Lunca Borcei;
— 13 m şi — 23 m la Cegani malul stîng Dunăre;
— 1 m şi — 43 m la Feteşti gară — Bărăgan;
— 3 m şi — 29 m la Feteşti deal — Bărăgan;
— 28 m şi — 38 m la Feteşti luncă — Borcea;
— 18 m şi — 20,30 m la Dudeşti—Dunăre;
— 14 m şi — 1 m la Cocargea pe deal — Bărăgan;
— 13 m şi — 23 m la Pietroiu—lunca Borcei;
— 4 m şi — 9 m la Călăraşi oraş;
— 2 m şi — 9 m la Lichereşti—terasă Borcea.

d) Trece pe sub fundul Dunării în Dobrogea cu 8 m la Cegani şi 15 m la Dudeşti-Stelnica mai jos de fundul Dunării.

e) Teoria tov. geolog Drăghiceanu expusă la începutul acestui studiu şi presupunerea tov. ing. Gh. Băisan nu sînt confirmate, cu observaţia în plus, că pe malul stîng al Borcei la marginea terasei nu apar izvoare şi, din contra, Borcea produce şi întreţine prin infiltraţie apa freatică pe amîndouă malurile sale.

2. Toate forajele analizate în cuprinsul acestui articol sînt în plină producţie, au apa analizată chimic şi bacteriologic, livrează o apă salubră, potabilă, clară, plăcută la gust (forajul Cegani are o doză simţitoare de CO_2) cu debitul mare şi constant cifrat la 20—30 m^3 apă/h.

3. Meritul de a fi rezolvat această problemă revine Ministerului Agriculturii, care nu a precupeţit investiţiile de cercetări în acest domeniu, care au dat rezultate pozitive şi s-au transformat în puţuri de exploatare pentru procurarea apei de băut, element principal în procesul producţiei agricole.

★

★

ПИЪЕВАЯ ВОДА В ПОЙМЕ БОРЧА

Рассматривается возможность разрешения вопроса снабжения питьевой водой населенных центров в пойме Борча. Данный вопрос освещается с гидрогеологической точки зрения.

TRINKWASSER IM BORCEA-GEBIET

Der Verfasser untersucht die Möglichkeit der Trinkwasserfassung im Borcea-Gebiet aus Grundwasser und macht Vorschläge zur Lösung der Trinkwasserversorgungsfrage der Ortschaften und landwirtschaftlichen Siedlungen dieser Gegend.

Laboratoarele hidrotehnice franceze

Ing. **M. Lateş**

Avîntul construcţiilor hidrotehnice în ultimele patru decenii, marile investiţii necesitate de aceste lucrări, precum şi imposibilitatea — în stadiul actual al cunoştinţelor — de a prinde în calcule unele fenomene hidraulice complexe, au dus la dezvoltarea laboratoarelor hidraulice existente în diferitele ţări la începutul secolului şi la transformarea lor în laboratoare de deservire a nevoilor construcţiilor hidrotehnice.

Totodată s-au înfiinţat numeroase laboratoare noi, moderne, care au contribuit şi contribuie necontenit la îmbogăţirea experienţei hidrotehnice, la perfecţionarea teoriei.

In Franţa, asemenea laboratoare au ajuns la un înalt nivel tehnic şi teoretic, devenind în fond institute de cercetări hidrotehnice, cunoscute pe plan internaţional.

In cele ce urmează, vom căuta să prezentăm cele mai caracteristice aspecte ale bazei materiale a laboratoarelor franceze, direcţia lor de orientare în activitate, înzestrarea cu cadre de cercetători, tehnicieni şi utilaj, iar în unele cazuri şi detalii mai interesante.

1. Cel mai nou şi mai mare laborator al Franţei, atît prin suprafaţă şi volum de construcţii, cît şi prin complexitatea utilajului şi varietatea tematicii, este **laboratorul Naţional de Hidraulică de pe insula Chatou** (Sena), situat la 30 km de Paris (fig. 1).

Clădirile şi anexele lui ocupă o suprafaţă de 4,7 ha.

Construirea lui a început în 1933, s-a întrerupt în decursul celui de-al doilea război mondial şi în 1947 s-a terminat numai o primă fază a construcţiei, care a permis să se înceapă în laborator cercetările pe modele. In fig. 1 este redat planul general al teritoriului laboratorului, inclusiv clădirile şi anexele.

Corpul administrativ *a* este o clădire cu două etaje, cu faţada de 40 m lungime şi lăţimea de 12 m. Aici sînt adăpostite direcţia, laboratoarele, biblioteca, arhiva, punctul medical, cantina, locuinţele pentru modelişti şi desenatori.

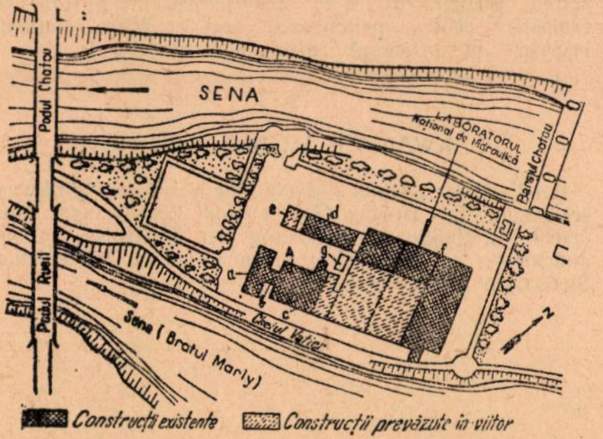


Fig. 1

Datorită măririi probabile a volumului de lucrări al laboratorului, corpul administrativ a început să fie extins.

Lîngă corpul administrativ este sala de conferinţe *b* cu o capacitate de 120 locuri. In subsol este centrala termică, care asigură încălzirea tuturor clădirilor laboratorului. Alături de sala de conferinţe este amplasată hala *A*, în care se face cercetarea modelelor hidrotehnice *c*.

Intreaga suprafaţă a construcţiei, acoperită cu o pînză subţire de beton armat, este ocupată de o singură hală, de 40 m lungime şi 18 m lăţime. Hala este prevăzută cu poduri rulante, servind la deplasarea pieselor modelelor şi la susţinerea aparaturii de măsură şi de fotografiere.

Ferestrele care iluminează hala sînt dispuse la partea superioară a pereţilor. Intunericul se realizează prin manevrarea unor storuri de o construcţie originală. Imediat lîngă hala *A* se află staţia de pompe nr. *1*, dotată cu trei pompe centrifuge, cu un debit total de 0,525 m³/s. O reţea de distribuţie ramificată asigură alimentarea cu apă în dreptul amplasamentelor modelelor. O parte a halei *A*, de-a lungul peretelui dinspre sud-est, lată de 8 m, este destinată canalelor de încercări. Lungimea acestei porţiuni a halei *A*, denumită hala canalelor, atinge — în cadrul extinderii ulterioare — 115 m. Aici sînt construite două canale. Intr-unul, lung de 20 m şi adînc de 0,70 m, lăţimea se poate modifica de la 1 cm la 20 cm, iar panta de la 0 la 0,09. Celălalt canal are 30 m lungime şi secţiunea constantă de 1×1 m², iar pereţii sînt vitraţi. Hala canalelor are sub ea o staţie de pompare de 0,25 m³/s (două pompe). Această staţie poate fi conexată la alimentarea cu apă a modelelor halei *A*, împreună cu staţia de pompe nr. *1* sau independent de ea.

In scopul cercetării pe modele a construcţiilor înafară de hala *A*, Laboratorul Naţional va dispune în scurtă vreme de încă trei mare hale, în suprafaţă de 10 000 m². A fost terminată construcţia unei mari hale de 3 500 m² suprafaţă. In hale a fost prevăzută o instalaţie modernă de fotografiere.

Intre clădirile anexe ale laboratorului se numără atelierele *d* cu secţiile de mecanică, sudură, tîmplărie, vopsitorie şi mecanică fină. Deplasarea pieselor grele se face cu ajutorul unui monorail.

Sub acelaşi acoperămînt cu atelierele este situat depozitul de materiale *e* cu o suprafaţă de 290 m². In depozit există o instalaţie pentru sortarea materialelor granulare, folosite în experienţele pe modele.

Garajul *g* este calculat pentru 5 automobile şi în el sînt instalate duşuri pentru 12 persoane.

Intregul ansamblu al laboratorului este alimentat cu energie electrică de la un post de transformare, construit lîngă staţia de pompe nr. *1*. Puterea totală a transformatoarelor instalate în port este de 225 kW.

In legătură cu extinderea probabilă a laboratorului se prevede construirea unui alt post de transformare de aceeaşi putere. Dată fiind marea importanţă acordată în prezent foto-filmării la cercetările hidraulice, a fost amenajat un pavilion al laboratorului de fotofilmare şi fotografiere, cu o suprafaţă de aproape 60 m², care urmează să fie majorată pînă la 200 m².

Laboratorul este dotat cu aparatura de fotografiere şi filmare, cu un mare asortiment de aparate de fotofilmat, de la cele lente (8 imagini pe secundă) pînă la cele superrapide (6 000 imagini pe secundă).

In pavilion are loc prelucrarea filmelor făcute în decursul cercetărilor pe modele şi în canale vitrate.

Laboratorul Naţional de Hidraulică este condus de un comitet de patru membri. In comitet sînt reprezentaţi în mod egal Ministerul Lucrărilor Publice şi Comitetul Industriei Electrice a Franţei.

Laboratorul efectuează lucrări teoretice şi practice atît la comanda instituţiilor de stat, cît şi a firmelor particulare. Pentru administraţia teritoriilor de peste mări, laboratorul a făcut, de exemplu, cercetări legate de irigaţii.

Principalele secţii ale laboratorului sînt cea de cercetări teoretice şi cea experimentală.

In aceste două secţii lucrează 62 oameni.

In secţia care face cercetări directe pe obiecte concrete (baraje, hidrocentrale etc.) lucrează 32 oameni, în celelalte secţii şi în ateliere, 44 oameni.

In laborator este organizată pe o scară largă cercetarea mişcării aluviunilor.

Studiind legile generale ale mişcării aluviunilor, cercetătorii laboratorului rezolvă concomitent probleme practice ale luptei contra înnămolirii biefului amonte al construcţiilor hidrotehnice, recomandă o anumită compunere a lucrărilor proiectate sau lucrări suplimentare pentru nodurile hidrotehnice existente.

In acelaşi timp cu problema împotmolirilor sînt studiate problemele luptei împotriva erodării malurilor, problemele îmbunătăţirii condiţiilor de navigaţie pe cursurile de apă. Este larg practicată modelarea diferitelor sectoare de cursuri de apă. In tematica laboratorului sînt incluse şi probleme legate de racordarea biefurilor, de construirea raţională a deversorilor, de disiparea energiei în bieful aval al construcţiilor hidrotehnice.

O importanţă mare au lucrările de cercetare a tipurilor raţionale de construcţii portuare şi cercetarea construcţiilor hidrocentralelor proiectate.

Cercetările larg extinse pe modele ce reproduc la o anumită scară construcţii hidrotehnice reale, oglindesc caracterul practic al activităţii Laboratorului Naţional de Hidraulică de la Chatou.

2. **Laboratorul Central de Hidraulică de la Maisons-Alfort**, lîngă Paris, este unul dintre marile laboratoare hidrotehnice franceze.

El a fost instalat, provizoriu, în 1939 la Paris, în Avenue d'Orléans în grădina actualului director Jean Laurent. In 1943 s-a decis amenajarea unui local prevăzut cu bazine de mari dimensiuni, special pentru cercetarea pe modele a porturilor maritime. După război, în acest scop a fost afectat laboratorului un fost depou de tramvaie de la Maisons-Alfort, în vecinătatea confluenţei Senei cu Marna. Aici s-a amenajat noul local prin modificări şi completări, care au transformat vechiul depou într-un laborator dintre cele mai moderne (fig. 2). El ocupă 9 510 m² amenajaţi dintre care 9 000 m² acoperiţi. Elementul principal îl formează cele trei hale adiacente *a, b, c,* late de cîte 22,0 m, lungi de 100, 109 şi 114 m, iar alături de ele ,o nouă hală transversală *d,* pe toată lăţimea celor existente. In primele două hale, bazinele puţin adînci, lungi de 70 m şi late de 16,50 m, care serveau la repararea şi inspectarea vagoanelor de tramvai, au fost acoperite cu planşee de beton armat, sub care se găsesc pompele, canalele de retur al apei, bazinele de aspiraţie, canalele de măsură a debitului etc.

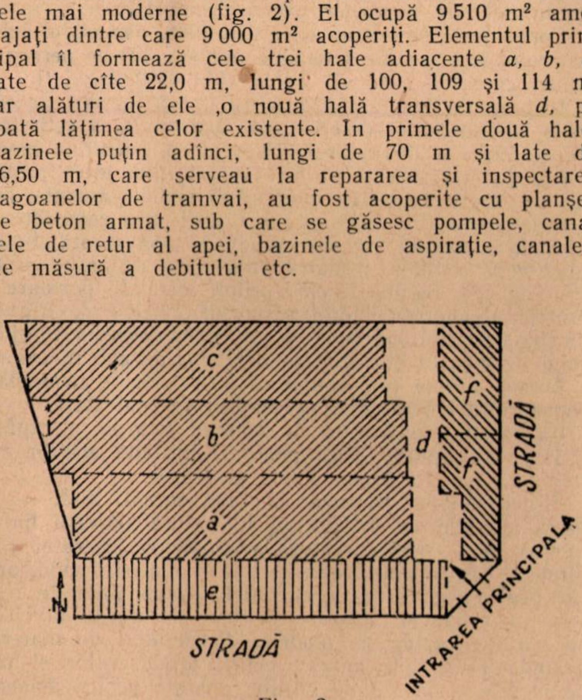


Fig. 2

Hala *c* are şase bazine foste de inspecţie şi reparaţie a vagoanelor de tramvai, lungi de 60—80 m, 120 m lăţime şi 1,35 m adîncime. Ele au fost amenajate pentru aducerea şi evacuarea apei şi pentru a servi drept canale de încercări sau ca rezervoare, putînd fi şi interconectate.

Pe latura sud a ansamblului de clădiri, la stradă, sînt construite pe 100×10 m² anexele *e* ale laboratorului:

1) atelierul de mecanică (forja, posturile de sudură, maşinile de găurit, tăiat bare, raboteza, foarfeci mecanici etc.

2) tîmplăria (maşina universală, ferăstraie circulare şi cu bandă, maşina de prelucrat suprafeţe plane etc.) ;

3) magazia de nisip şi ciment pentru modele;

4) magazia de metale neferoase, utilaje, fierărie şi laminate, material electric etc. ;

5) laboratorul de fizică şi electricitate;

6) sala de conferinţe;

7) laboratorul de chimie şi mineralogie, pentru studiul nisipurilor şi sedimentelor;

8) laboratorul cu canal vitrat şi bazin de congelare;

9) vestiar şi refectoriu pentru muncitori;

10) post de înaltă tensiune pentru 600 kVA;

11) post de transformare, pentru furnizarea de curent la diferite tensiuni necesare;

12) rezervor de apă de punere sub sarcină, de 80 m³.

Pe latura estică este pavilionul administrativ *f,* cu două părţi, una cu 4 etaje şi alta cu două etaje. In el sînt adăpostite: direcţia, secretariatul, documentarea, contabilitatea, secţia hidrografică, grupul inginerilor şi tehnicienilor etc. Intre instalaţiile laboratorului, unele merită o menţiune specială.

Marele canal vitrat are 70 m lungime din care 60 m complet vitrat pe o parte, înălţimea 1,30 m, lăţimea 1,0 m.

La o extremitate are un aparat de tip nou pentru producerea hulei. De-a lungul canalului este montată o cale de rulare, pe care se poate mişca un cărucior ce permite unui operator să se deplaseze cu viteza de propagare a unui val şi să o cinematografieze între momentul apariţiei şi cel al deferlării pe un fund cu pantă dinainte reglată.

Micul canal vitrat, de 4,0 m lungime, 0,43 m adîncime şi 0,35 m lăţime, are vitraj pe o parte şi panta sa este reglabilă între 0 şi 25°, iar debitul de 25 l/s. Canalul serveşte la studiul deversorilor, vanelor, pragurilor de fund şi altor uvraje cu curgere plană. Pentru măsurarea debitelor, în circuitul de alimentare se pot intercala diagrame, venturimetre etc.

Canalul pentru studiul formării gheţei este o instalaţie de încercări de 4,90 m lungime, 0,80 m adîncime şi 1,10 m lăţime. Este izolat termic prin învelire cu plută expandată şi acoperit etanş cu un capac de 0,60 m înălţime. Vitraje cu trei rînduri de cristal, pe o parte şi pe capac, permit să se observe din exterior circulaţia lichidului. Două circuite de răcire lucrează respectiv asupra apei şi a aerului de peste ea. Ele pot lucra, fie independent, fie împreună.

Dispozitivul a permis să se studieze şi să se pună la punct un procedeu ce îngăduie să se evite formarea de gheaţă compactă şi să se producă o gheaţă cristalină, friabilă, care opune o mică rezistenţă la mişcarea corpurilor solide în apă.

Aparatele de măsurat: pentru nivele se folosesc limnimetre cu ac special, imaginate şi brevetate de laborator, precum şi limnimetre cu palpor electric.

Pentru viteze se aplică atît metoda cronofotografică, precum şi sonde Pitot-Prandtl, la care s-a adăugat o pompă sistem Camichel pentru vitezele mici, sau se foloseşte micromorişca tip Jean Laurent.

Pentru debite, măsurarea se face: în conducte — cu aparate deprimogene (diafragme, venturimetre etc.), iar în bazine şi canale, cu deversori, mai ales circulari, special adaptaţi pentru măsurători cu gamă largă de debite. Se folosesc adesea şi cei triunghiulari. In unele cazuri, este aplicată şi metoda chimică sau colorimetrică. Măsurătorile se înregistrează — după caz — automat, sub formă de diagramă.

Alte aparate şi instalaţii: pentru studiul hulei au fost construite aparate noi, în special un linimetru electric. Se utilizează preliminar şi metoda cerului înstelat. Pentru maree au fost, de asemenea, construite aparate originale. Acelaşi lucru se poate spune despre studiul transportului debitului solid.

Construcţia modelelor de cursuri de apă este uşurată printr-un turn de proiecţie, de pe care se proiectează şi ziua pe planşeul halei, harta cu curbe de nivel a zonei albiei de modelat, care se poate apoi construi rapid pe curbele de nivel, cu cărămizi.

Un element important în activitatea laboratorului este secţia de *hidrografie ,topografie* şi *oceanografie*. Ea dispune de o vedetă de 15 m lungime, 3,20 m lăţime şi 1,10 m pescaj, cu un motor de 60 CP şi o viteză de 12 noduri. Vedeta are la bord aparate de sondaj şi observaţii oceanografice cu ultrasunete sistem magnetostricţiune. In 1948, vedeta a făcut singură o lungă campanie de studii pe coasta atlantică a Marocului.

Un rol similar de teren joacă *serviciul de control şi supraveghere* a marilor baraje şi instalaţii hidraulice, din cadrul laboratorului. El se ocupă atît de lucrările în construcţie cît şi de cele în exploatare, făcînd măsurători şi încercări pe teren.

Orientarea tematică a laboratorului este, aşa cum s-a vădit şi din dotarea lui, destul de largă şi comparabilă cu a altor mari laboratoare franceze. Totuşi, putem spune că Laboratorul Central de Hidraulică a pus în primul rînd accentul pe studiul problemelor portuare maritime şi de navigaţie interioară.

Perioada postbelică a impus Franţei terminarea unor porturi deja începute, repararea şi extinderea altora, precum şi construirea unora noi, comerciale şi militare, atît în metropolă cît şi în teritoriile de peste mări.

In această direcţie, Laboratorul a avut un cuvînt hotărîtor. Aici s-au încercat pe modele proiectele porturilor franceze Dakar, Safi, Agadir, Alger, Tabarka, La Goulette, Nemours, Konakry, Le Havre, al portului Arcila din Marocul spaniol etc.

Inafara cercetărilor asupra amenajărilor portuare, laboratorul se mai ocupă şi de estuare, baraje, uzine hidroelectrice, ecluze navigabile, amenajări fluviale, studii asupra deferlării hulei în canal vitrat, încercările de carene la tracţiune etc.

Laboratorul Central de Hidraulică este patronat de o comisie ştiinţifică, compusă din oameni de ştiinţă şi din reprezentanţi ai industriei, fără a fi însă subordonat unui grup financiar ori industrial. El este controlat de Ministerul Finanţelor şi de ministerele pentru care face lucrări (Lucrări Publice, Marină, Aer, Colonii).

3. **Laboratorul hidraulic al firmei „Neyrpic" din Grenoble** cunoscut şi sub denumirea „Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique", este unul dintre cele mai mari din Franţa, fiind depăşit în prezent — prin amploarea lucrărilor — numai de către Laboratorul Naţional de Hidraulică.

Istoricul acestui laborator este destul de lung. El a provenit din unificarea laboratoarelor a două firme, Neyret-Beylier şi Piccard-Pictet şi ocupă în vecinătatea uzinelor Beauvert din Grenoble ale acestor firme — o suprafaţă în formă de potcoavă, de 4 ha.

Uzinele Neyret-Beylier aveau încă din 1907 staţii experimentale pentru maşini hidraulice, completate în 1909 printr-o staţie la Rioupéroux, unde exista o cădere disponibilă de 60 m, şi o alta la Jouchy, lîngă Vizille, unde exista o cădere disponibilă de 560 m.

In 1917 s-au construit uzinele Beauvert. In incinta uzinelor s-au prevăzut staţii de încercări şi cercetări pentru turbine hidraulice Francis, Pelton, elice de nave, turbo-pompe, stand de cavitaţie. Deşi, în acea epocă activitatea de cercetări se limita la domeniul amintit mai sus, după primul război mondial s-a făcut aici şi modelul blocului turbinelor pentru uzina hidrotehnică Drac-Romanche. Rezultatele bune din natură ale prototipului studiat au îndemnat în 1927 conducerea uzinelor să treacă la cercetarea pe model a ansamblului de priză pentru hidrocentrala Séchiliénne. După 1930, numărul modelelor a crescut, s-au adăugat noi modele pentru centrale hidroelectrice, apoi modele de porturi. Au căpătat avînt trei ramuri de activitate de cercetări pe modele:

— hidraulica cursurilor de apă (probleme de energetică, regularizări de rîuri şi torenţi etc.);

— hidraulica maritimă (acvatorii, diguri de larg, curenţi litorali etc.);

— hidraulica aducţiilor şi a lucrărilor pentru irigaţii (obiecte scurte: stăvilare, disipatori, derivaţii etc. şi obiecte lungi: conducte etc.).

In perioada ultimului război mondial, laboratorul Neyrpic a luat parte — în felul său — şi la lupta contra Germaniei. La cererea cartierului general al trupelor americane, s-au făcut cercetări pe modele asupra efectului distrugerii prin bombardament a barajelor germane de pe Rhinul superior. Ulterior, aceste baraje au şi fost distruse, iar industria de război germană din Renania a fost lipsită de energie electrică şi de apă de răcire. In paralel, s-au produs însă şi mari inundaţii, care au lovit mai ales populaţia civilă. După 1945, laboratorul a acordat atenţie studiului unor probleme speciale, ca uzine maremotrice şi utilizarea energiei hulei.

De asemenea, pentru aducţii şi lucrări de irigaţii, au fost iniţiate studii speciale asupra rugozităţii hidrodinamice şi asupra turbulenţei, amenajîndu-se şi un stand de lucru, cu conducte ø 800 mm, de 200 m lungime.

Laboratorul Neyrpic s-a dezvoltat mult şi în ultimii ani ,executînd atît comenzi primite direct de laborator, cît şi prin intermediul uzinelor Beauvert sau ale birourilor de proiectare şi antrepriză Neyrpic, care sînt executante ale lucrărilor pentru beneficiari.

Concludente sînt două cifre: în 1948, personalul laboratorului Neyrpic din Grenoble număra 300 de persoane, dintre care 100 ingineri, iar în 1954—400 angajaţi.

In prezent, structura laboratorului este aproape aceeaşi ca a laboratoarelor descrise mai înainte. Baza activităţii de cercetare a laboratorului Neyrpic o constituie modelarea. In tematica lucrărilor laboratorului intră probleme ca: lupta împotriva înnămolirii biefului amonte, cercetări asupra filtraţiei, mişcarea unei vîne compacte de apă cu impurităţi într-un curent de apă curată, hidraulica construcţiilor, erodarea albiei şi a malurilor cursurilor de apă, regularizarea rîurilor, instalaţii portuare şi protejarea plajelor, hidrotransportul, reţelele de irigaţii, amenajările hidroagricole şi, în fine, construirea utilajului de măsură şi reglaj al debitelor de apă în canale.

Acestei ultime probleme i-au fost dedicate numeroase cercetări în laborator şi în condiţii de exploatare.

Ca rezultat, aparatura de măsură Neyrpic a căpătat o largă răspîndire şi ea poate fi întîlnită atît în metropolă cît şi în Alger, Tunis şi Maroc.

Firma Neyrpic livrează, în mod curent, însă, — pe lîngă aparataj de măsurători în natură (morişti hidrometrice etc.) — şi aparatură originală de laborator (debitmetre pentru amestecuri de apă şi material solid, aparate pentru măsurarea concentraţiei la instalaţiile de refulare în conducte, aparate pentru măsurarea nivelelor cu variaţie rapidă pe modele, distribuitori de material granular pe modele, aparate pentru produs valuri şi hulă pe modele şi în canale vitrate, aparate pentru măsurat lungimea de undă a hulei pe modele, ace de nivel automate, micromorişti pentru viteze cu variaţie bruscă, reductori de presiune etc.). Multe dintre lucrările şi aparatele laboratorului Neyrpic din Grenoble au fost publicate în revistele tehnice franceze, cu deosebire în „La Houille Blanche".

4. **Laboratorul hidraulic al firmei „Neyrpic" din Alger** a fost înfiinţat în 1941, pe lîngă uzina de construcţii metalice pentru lucrările hidrotehnice.

In ultimul timp, uzina a început să construiască și turbine pentru hidrocentrale. Laboratorul s-a specializat în cercetări legate de proiectarea și construcția marilor lucrări de irigații din Africa de Nord.

El acordă o mare atenție îmbunătățirii tehnice și comandării automate a unor sisteme de irigație în care canalele de pămînt au fost înlocuite cu jgheaburi de beton armat.

Prin structură și utilaj, laboratorul din Alger copiază laboratorul principal din Grenoble al firmei Neyrpic.

5. **Laboratorul Școlii Superioare Naționale din Grenoble**, înființat cu mult înainte de Laboratorul Național de Hidraulică, este întrecut de ultimul în privința numărului clădirilor și al utilajului.

Laboratorul există pe lîngă institutul de învățămînt superior și, cu toate că problemele practice ocupă un loc mare în planul de lucrări al laboratorului, ele nu sînt însă pentru el fundamentale.

Ca și la Chatou, secțiile principale ale laboratorului din Grenoble sînt cea de cercetări teoretice și cea experimentală. Inafară de aceste secții, laboratorul are o secție de hidrometeorologie, un atelier de confecționare a modelelor, un atelier de reparații, un laborator fotografic, arhivă tehnică și bibliotecă, secție administrativă. In întregul laborator lucrează în total 45 oameni.

Tematica laboratorului din Grenoble nu este tot atît de amplă ca tematica Laboratorului Național. Dar și aici se studiază probleme ca filtrația la baraje, mișcarea aluviunilor, formarea albiilor și îmbunătățirea condițiilor de navigație ale cursurilor de apă.

6. **Laboratorul hidraulic al Institutului Electrotehnic și de Mecanică Aplicată al Universității din Toulouse,** fondat în 1917, se ocupă de studii teoretice și experimentale ale diferitelor probleme industriale și tehnice. Debitul disponibil pentru încercări pe modele atinge 20 m³/s.

Laboratorul are și un canal hidrostatic de 117 m lungime și secțiunea 4,0 x 4,20 m², cu o viteză de remorcaj pînă la 6,0 m/s, servind la studiul rocelor de hidroavioane. De asemenea, un tunel aerodinamic de 2,40 m diametru și cu viteză reglabilă, pînă la 40 m/s.

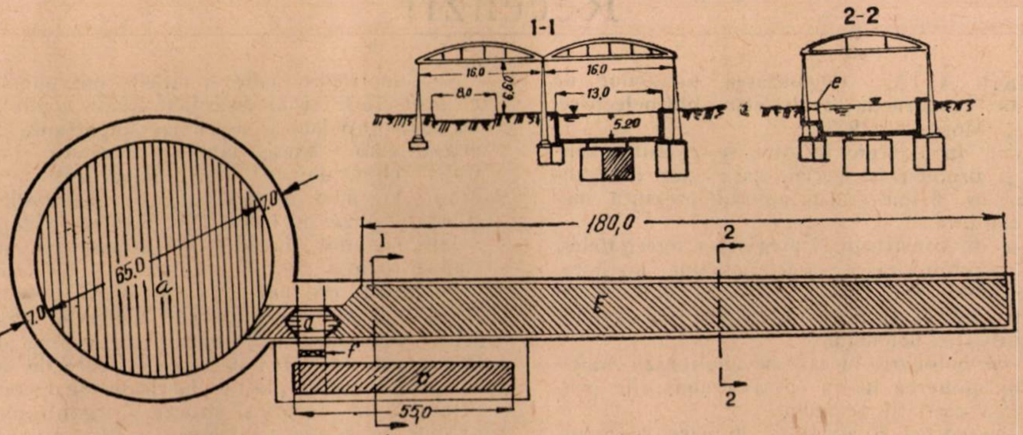


Fig. 3

7. **Laboratoare specializate pentru încercări de carene de nave și hidroglisori.** Principalul centru de acest gen este bazinul de girație al Direcției Construcțiilor și Armelor Navale, de pe Boulevard Victor, în Paris. Inafară de acesta, trebuie amintit bazinul pentru carene și studiul interacțiunii dintre apa liniștită și corpurile solide imersate, de la Banlève-Toulouse. Bazinul de girație de la Paris o fost construit în 1939—1940, pentru serviciul de încercări de carene al Direcției Construcțiilor și Armelor Navale și are un diametru interior de 65 m și o adîncime de 5,20 m.

După datele existente publicate, el este primul bazin de acest gen construit, fiind și cel mai mare. Un al doilea, construit la Stevens Institute of Technology din orașul Hoboken, în statul New Jersey, S.U.A., în timpul ultimului război mondial, are diametrul mai mic, de 30 m. Pentru acest motiv vom da unele detalii asupra lui, intrînd mai în amănunt decît la precedentele laboratoare. Bazinul de la Paris *a* (fig. 3) are pe margine o zonă de serviciu în formă de coroană circulară de 7,0 m lățime. In centrul bazinului, un suport cilindric gol, de beton armat, sprijină pivotul aparatului pe care sînt prinse modelele de carene supuse încercărilor și care aparat are extremitatea pe roțile ghidate de o șină circulară montată pe peretele cuvei.

Fundul bazinului este rezemat pe 400 puțuri circulare cu diametrul 1,20—1,40 m.

Deoarece. inițial, bazinul de girație era descoperit, în 1947 s-a proiectat acoperirea lui cu o cupolă și încălzirea la + 10° C în ipoteza unei temperaturi exterioare de —7° C și a unei ventilații cu un debit orar de aer de circa 32000 m³. Proiectul realizat abia în 1951 din lipsă de fonduri a fost completat și cu canal hidrostatic rectiliniu. Ventilația și încălzirea s-au făcut astfel încît doi metri deasupra planului de apă să nu apară nici o mișcare a aerului, iar la această înălțime, viteza aerului să nu depășească 0,20 m/s.

Ansamblul este dotat cu 10 aeroterme cu ventilator radial și o putere calorică de 60 000 cal/h, uniform repartizate pe periferia bazinului de girație și avînd amplasamentul la 5 m deasupra planului apei.

Axa conului de aer emisă fiind sensibil orizontal, calmul apei este asigurat, pentru totalitatea aparatelor în funcție.

Canalul hidrostatic rectiliniu *b* a fost construit în prima fază pe 180 m lungime și se prevede lungirea lui ulterioară cu 40 m și apoi cu încă 100 m, pînă la lungimea totală de 320 m.

Secțiunea sa transversală este dreptunghiulară, cu adîncimea de 4,40 m și lățimea de 13,0 m. El este racordat la bazinul de girație printr-o construcție denumită „canal de pătrundere“, formată dintr-un sas de 8 m lățime, închis la extremități prin două porți buscate metalice. Axa canalului de pătrundere este tangentă la o circumferință de 18,5 m rază, măsurată de la centrul bazinului de girație, iar cel al canalului hidrostatic este paralel cu precedentul, dar decalat cu 2,50 m spre centrul bazinului de girație.

Radierul canalului hidrostatic este format dintr-o dală de beton armat de 0,40 m grosime, rigidizată pe toată lungimea de două grinzi de beton armat de 0,70 m înălțime pe 0,80 m lățime. Pereții au secțiune trapezoidală, 0,40 m grosime jos și 0,15 m sus, cu o vută de 0,40 x 0,40 la bază.

Pe flancurile canalului este cîte o paserelă de serviciu din beton armat de 130 m lățime, în consolă spre exteriorul bazinului.

Etanșeitatea este realizată pe radier, printr-o sapă de 21 m grosime, turnată în două straturi (asfalt pur 6 mm, asfalt sablat turnat 15 mm), iar pe pereți printr-o îmbrăcăminte de asfalt pur de 10 mm grosime, turnat în mai multe straturi.

In lungul bazinului, la 40 m echidistanță sînt lăsate rosturi de dilatație. Ele au fost realizate cu o foaie de cupru de 3 mm grosime, îndoită și ancorată în beton, avînd pe fața internă buraj de mastic bituminos.

Panta fundului are dublu versant, către mijlocul lungimii canalului hidrostatic și este de 1mm/ml. Pentru deservirea bazinului, sasului și canalului, care pot fi golite sau umplute separat ori concomitent, s-a montat un grup electropompă cu 300 m^3/h, într-un bazin de 50 m^2, situat în dreptul sasului. El comunică prin trei conducte scurte cu bazinul de girație, canalul de pătrundere și canalul hidrostatic, în fiecare conductă debușînd o aspirație și o refulare de 105 mm diametru.

Pe una din laturi, canalul hidrostatic are sub passerela de serviciu două camere *e* de 20 m lungime și în dreptul lor sînt două vitraje de 2,0 x 1,0 m, cu cristal de 29 mm grosime. La exteriorul canalului hidrostatic există un mic canal de încercări *c*, de 8,0 m lățime, 0,80 m adîncime și 55 m lungime. Atît canalul hidrostatic, cît și cel mic sînt acoperite cu învelitoare pe arce și au în lung monoraiuri. Intre cele două canale funcționează un pod rulant *f*. Canalul hidrostatic nu are nici un fel de descriere spre exterior, pentru ca după concepția proiectanților și a laboratorului, să se evite intrarea prafului, să se suprime efectul razelor solare care ar putea produce perturbații în decursul încercărilor și să se mențină o temperatură izotermă.

Tematica laboratorului cuprinde încercări de carene. Dată fiind necesitatea refacerii flotei franceze după ultimul război mondial, atît în ceea ce privește flota comercială cît — mai ales — în privința flotei militare, laboratorul trebuia de la început să facă față unor încercări de carene care să cuprindă vase cu caracteristici diferite: vase comerciale, petroliere, pacheboturi, vase de război (vase de linie de mare tonaj, crucișătoare, distrugătoare, submarine, vedete rapide, hidroglisoare etc.). Aceasta a dus la construirea bazinului de girație, în care se studiază comportarea carenelor în viraje și la construcția celor două canale hidrostatice, dintre care unul de mare acțiune și lungime, deservit probabil de un cărucior rulant, care obligă la asemenea dimensiuni costisitoare.

Bibliografie

[1] *Țarevski A. M.*: Ghidravliceskie Lavratorii Franții Ghidrotehnika i Meliorația, nr. 7/iulie 1954.

[2] ***: Laboratoire Central d'Hydraulique de Maisons Alfort, Génie Civil 15 april 1948.

[3] ***: Bassin du Laboratoire de Banlève, Toulouse, Génie Civil 15 decembrie 1945.

[4] ***: Bassin de giration de la Direction des Constructions et Armes Navales (Paris) Travaux, nr. 239 septembrie 1954.

[5] ***: Quelques travaux du Laboratorie Dauphinois d'Hydraulique, Comunicare la Societ. Ing. Civil Fr., 3 dec. 1948, Génie Civil. 15 febr. 1949.

[6] ***: Inauguration officielle des nouveaux aménagements du Laboratoire Central d'Hydraulique, Revue Générale de l'Hydraulique, nr. 46 iulie august 1948.

[7] ***: Réunion d'information au Laboratoire Central d'Hydraulique le 2 septembre 1949 Révue Générale de l'Hydraulique, nr. 54 nov. dec. 1949.

Recenzii

ZAGRIAJSCKII A. A.: **Organizarea lucrărilor de beton armat la construcția centralelor hidroelectrice,** Gosenergoizdat, Moscova, 1955.

După o scurtă introducere în care se expun condițiile generale și problemele speciale care apar în realizarea lucrărilor de beton armat, autorul prezintă materialul în 6 capitole:

— Materialele de construcții și pregătirea agregatelor, cu o analiză amănunțită a caracteristicilor acestora, obținerea agregatelor din carieră, folosirea amestecurilor naturale de pietriș și nisip, pregătirea agregatelor în vederea fabricării betonului.

— Lucrările de betonare, în care se analizează transportul betonului, punerea lui în operă și măsurile pentru îmbunătățirea calității betonului.

— Lucrările de cofraj și armătură, în care se analizează în subcapitole separate, modul de armare al construcțiilor hidrotehnice masive, cofrarea lor și folosirea pentru cofrare a plăcilor prefabricate din beton.

— Lucrările masive continue, care se execută într-o singură treaptă. Se descriu lucrările din beton armat ale golirilor de fum, galeriilor de derivație, zidurilor de sprijin și deversoarelor laterale.

Se dă o deosebită atenție modului de realizare a carcaselor de armătură, transportului și punerii în operă, astfel încît să fie folosite atît pentru susținerea lucrărilor provizorii (estacade pentru benzile transportoare pentru beton, estacade de circulație de montaj), cît și pentru susținerea plăcilor de cofraj.

Scheme tehnologice detaliate și fotografii luate din timpul execuției dau o imagine vie asupra desfășurării lucrărilor de armare cu carcase sudate.

— Construcții înalte și dificile din punctul de vedere al proiectării și al execuției. Acest capitol, în care se tratează problemele cele mai importante ale betonării prizei, uzinei baraj, barajului deversor și clădirii centralei, cuprinde un număr important de ilustrații și arată în mod detaliat avansul betonării în diferite trepte și faze de lucru. Din păcate, se dau mai puține detalii privind lucrările de armare ale infrastructurii clădirii uzinei.

— Indici de producție și indici tehnico-economici. Acest capitol, care încheie lucrarea, analizează sub raport economic și din punctul de vedere al avantajelor la execuție, armarea în carcase, lucrările de cofrare — în special cele cu plăci prefabricate din beton — turnarea betonului în blocuri și structura organizatorică a personalului de conducere tehnică a lucrărilor de mari proporții.

Concluziile de la sfîrșitul cărții sînt deosebit de instructive și se referă mai ales la:

— lucrările de betonare cu folosirea carcaselor de armătură ca elemente portante ale lucrărilor provizorii:

— lucrările de cofraj cu folosirea plăcilor prefabricate din beton;

— transportul și punerea în operă a betonului prin folosirea pe scară întinsă a benzilor transportoare.

Pe lîngă bogatul material sub formă de fotografii și scheme ale unor faze de execuție, în text sînt înseriate o serie de tabele cu date privind utilajele folosite, capacitatea lor de producție, tabele cu caracteristici economice comparative etc., care alcătuiesc date orientative prețioase în lucrările de proiectare ale complexelor hidroenergetice.

Documentare

HOWARD P. HALL: **Cercetări privind scurgerea permanentă care alimentează un punct cu nivel liber** „La Houille Blanche“, ianuarie-februarie, 1955.

Cele mai exacte metode de calcul pentru scurgerea permanentă în jurul unui puț își limitează valabilitatea la zonele în care panta suprafeței libere este suficient de redusă (în jur de 15%), aceasta pentru a se putea justifica adoptarea ipotezelor fundamentale ale lui Dupuit.

Studiile care se prezintă au ca scop de a preciza caracteristicile scurgerii permanente în vecinătatea unui puț cu nivel liber, pe baza încercărilor făcute pe un model redus la scară relativ mare; se încearcă stabilirea corespondenței între rezultatele încercărilor și cele ale calculului teoretic.

Modelul pe care s-au făcut încercările reprezintă în plan un sector de 15^0 din zona de alimentare a unui puț complet, fundul modelului reprezentînd stratul orizontal impermeabil. Dimensiunile principale se pot urmări în fig. 1.

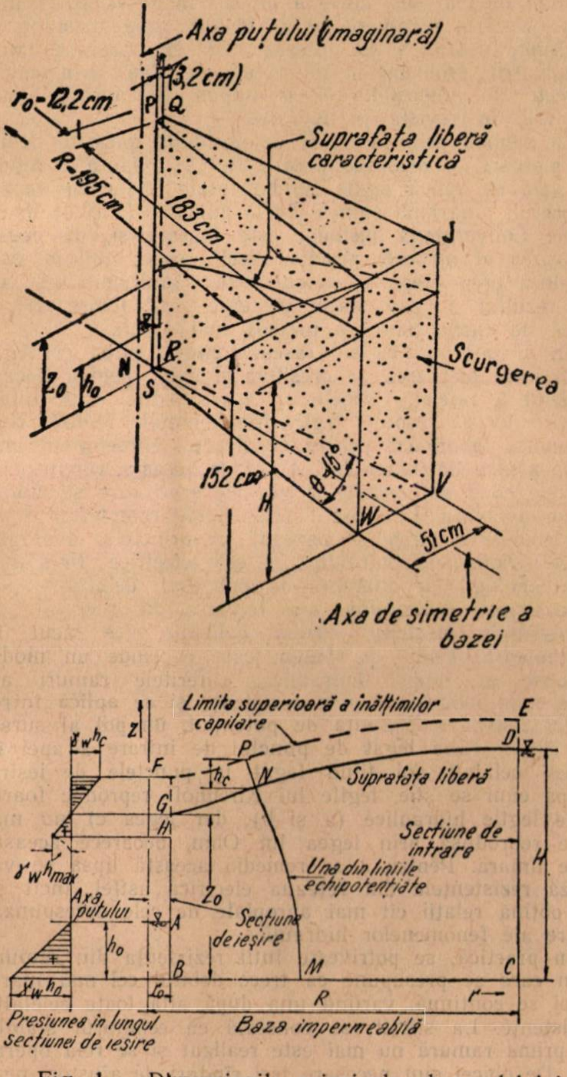


Fig. 1. Dimensiunile principale ale modelului

Au fost alese dimensiuni mari pentru a se ușura observațiile în vecinătatea puțului și a se reduce influența fenomenelor capilare.

S-a folosit un nisip cu o granulometrie uniformă și cu particule de formă aproape sferică, ceea ce a permis să se reducă erorile de neomogenitate și anizotropie.

Valoarea medie a gradientului hidraulic la nivelul secțiunii aval s-a aproximat cu ajutorul formulei lui Dupuit-Thiem la 3,5; nisipul încercat a avut porozitatea 0,4, permeabilitatea $\mathbf{k} = 0{,}4$ cm/s, debitul maxim posibil fiind de 250 cm^3/s.

Scheletul modelului s-a executat din fiare profilate, cu placa de bază din tolă de 6,35 mm grosime și cu pereți laterali transparenți din plexiglas.

Modelul a fost umplut la început cu apă caldă, menținută astfel pînă la începutul încercărilor; în acest fel, o dată cu începerea fazei de răcire, apa este nesaturată în aer dizolvat, astfel încît, în cursul încercărilor, apa are tendința de a absorbi aer, eliminîndu-se pericolul creării de pungi de aer.

Modelul a fost umplut cu apă, iar nisipul a fost pus în operă sub apă, în cantități mici, saturate în prealabil.

Incercările au avut următorul scop:

— studiul valabilității legii lui Darcy pentru calculul debitului;

— determinarea influenței pînzei capilare asupra debitului și asupra formei rețelei hidrodinamice;

— studiul influenței pe care o au gradul și uniformitatea saturării nisipului.

Cele patru variabile independente de care depinde rețeaua hidrodinamică, și anume:

R — raza sectorului cilindric materializat de model,
r_0 — raza puțului,
H — grosimea pînzei de apă,
h_0 — înălțimea apei în puț

au fost grupate după rapoartele $\frac{R}{r_0}$, $\frac{H}{r_0}$ și $\frac{h_0}{H}$; primele două rapoarte au fost menținute constante (16 și 10). Raportului $\frac{h_0}{H}$ i-au fost date diferite valori, reglînd convenabil nivelul apei în tubul vertical de restituție.

S-au făcut patru serii de încercări: seria **A** cu 8 încercări, nisipul fiind așezat cum s-a arătat mai înainte, iar $\mathbf{h_0}$ variind de la 107 cm la zero, în trepte de 15,2 cm.

După terminarea seriei **A** modelul a fost golit, apoi umplut din nou, fără a se scoate nisipul. Seria **B** comportă trei încercări realizate în timpul umplerii, $\mathbf{h_0}$ crescînd de la 0 la 60,4 cm.

Seria **C** reia încercările seriei **B**, în ordinea inversă, după umplerea completă a modelului.

Seria **D** a fost o repetare a seriei **C**, prima apă fiind înlocuită cu alta, căreia i s-a redus tensiunea superficială printr-un tratament chimic convenabil.

S-au trasat liniile de curent pentru toate încercările și s-a putut observa, distinct, o zonă de inflexiune pe aceste linii, care sînt ușor concave în sus, în vecinătatea secției aval. Majoritatea măsurărilor a fost efectuată prin citirea piezometrelor. Suprafețele libere s-au trasat după citirile piezometrelor; limita superioară a pînzei capilare a fost dedusă din observații directe.

Rezultatele încercărilor au arătat următoarele: chiar în cazul unui model mare și al unui mediu poros cu granule mari nu se poate obține o permeabilitate reală sensibil uniformă prin introducerea apei în masa de nisip, fără a se lua anumite precauții. Astfel, pungile de aer n-au introdus erori mari decît în încercările seriei **A**, care s-au desfășurat în condiții aproape ideale. Pentru acest motiv, rezultatele încercărilor din această serie s-au folosit ca bază de comparație cu rezultatele analizei teoretice. Comportarea rezultatelor seriilor **B**, **C** și **D** cu cele din seria **A**, arată importanța unor factori, ca: gradul de saturare, capilaritatea, uniformitatea reală a nisipului.

S-a constatat că debitul prin stratul capilar reprezintă circa 4% din debitul total și că efectele stratului capilar rămîn aproape aceleași oricare ar fi pierderea de sarcină.

S-a făcut calculul coeficientului de permeabilitate cu formula :

$$k_{20} = \frac{24\,Q_T\left(1-\frac{h_c}{2H}\right)}{\pi H^2\left(1-\lambda^2\right)}\left(\log_e\frac{R}{r_0}\right)\left(\frac{\mu_T}{\mu_{20}}\right)$$

în care Q_T este valoarea debitului pe model la temperatura de T°C. Debitul total este 24 Q_T, modelul reprezentînd a **24**-a parte din zona care înconjură puţul; h_c este grosimea medie a stratului capilar, iar μ_T şi μ_{20} sînt coeficienţii de viscozitate ai apei la T^0 şi 20°C.

Valorile coeficientului de permeabilitate, calculate din ecuaţia de mai sus, au arătat o diferenţă în minus de 11% faţă de valorile obţinute experimental la încercările din seria **A**.

Marea diversitate de condiţii care însoţesc seriile **A**, **B**, **C**, şi **D** apare în valorile pe care le ia coeficientul efectiv de permeabilitate, aşa cum se vede în tabela 1.

Comparînd rezultatele obţinute cu ecuaţia lui Dupuit-Thiem, s-a observat că variaţia înălţimii piezometrice în lungul bazei imperemeabile este exprimată suficient de exact prn curba Dupuit-Thiem, diferenţa maximă fiind de 12%.

Cercetările teoretice s-au făcut prin metoda reţelelor, aplicîndu-se varianta dezvoltată de S.T. Yang la metoda obişnuită a lui Southwell.

Comparaţia între rezultatele experimentale şi soluţiile teoretice obţinute prin metoda reţelelor a arătat :

1. O concordanţă foarte strînsă între suprafaţa liberă teoretică şi cea experimentală.
2. Diferenţele maxime între echipotenţialele observate şi cele teoretice corespunzătoare apar în apropierea peretelui puţului.
3. Curba înălţimii piezometrice în lungul stratului impermeabil de bază, obţinută prin metoda relaxării, concordă mai bine cu observaţiile decît curba lui Dupuit-Thiem.

Concordanţa constatată între rezultatele încercărilor şi cele ale metodei reţelelor este destul de bună ; se poate afirma că diferenţa maximă de aşteptat între înălţimile piezometrice reale şi înălţimile calculate este de circa 6%, în toate problemele privind alimentarea unui puţ cu nivel liber.

Studiul făcut înlătură caracterul concepţiei teoretice tradiţionale, care consideră conturul suprafeţei libere ca o linie de curent ; ea este numai o linie particulară de egală presiune.

Din concordanţa obţinută între rezultatele teoretice şi cele experimentale s-au putut deduce ecuaţiile suprafeţei libere. Se dau două ecuaţii :

$$\frac{z_0 - h_0}{H - h_0} = \frac{1-\left(\frac{h_0}{H}\right)^{2,4}}{1+\frac{1}{50}\log_e\frac{R}{r_0}\;1+\begin{matrix}5\\H\\r_0\end{matrix}};$$

$$\frac{z - z_0}{H - z_0} = 2{,}5\,\frac{r - r_0}{H - r_0} - 1{,}5\left(\frac{r - r_0}{R - r_0}\right),$$

cu ajutorul cărora se poate trasa curba suprafeţei libere.

Rezultatele confirmă valabilitatea formulei lui Dupuit-Thiem pentru calculul debitului.

Adams R. W. **Analiza sistemelor de distribuţie şi de proiectare a canalelor magistrale** (The analysis of distribution and the design of reinforcing mains), Journal of the institution of water engineers, Noiembrie 1955, pag. 540—565.

Costul tot mai mare al reţelelor de distribuţie a apei face ca astăzi să nu mai fie posibilă proiectarea lor prin metode aproximative şi, de aceea, se impune analiza lor exactă. Principiile care stau la baza calculului teoretic sînt :

a) în orice punct suma algebrică a debitelor trebuie să fie nulă ;

b) în orice circuit închis suma algebrică a pierderilor de presiune trebuie să fie nulă ;

c) în orice element, pierderea de presiune corespunzătoare h este legată de debitul q printr-o formulă, care poate fi scrisă sub forma : $h = cq^n$, c fiind o constantă care depinde de lungimea, de diametrul şi de rugozitatea conductei ; în formula Hazen-Williams, de exemplu, $n = 1{,}85$.

Incercarea de rezolvare a problemelor cu ajutorul principiilor de mai sus, duce la un sistem de ecuaţii simultane, a cărui rezolvare nu ar fi prea grea, dacă nu ar cuprinde debitul q la puterea 1,85. Din această cauză rezolvarea problemelor de reţele de apă, prin calcul direct, este imposibilă şi se impun alte metode, care se trec în revistă în lucrare.

In metoda prin încercări se presupun anumite debite şi pierderi de presiune pentru fiecare ramură a reţelei şi apoi se aplică legile fundamentale citate. Se repetă procesul, pînă cînd sumele de la punctele (a şi b) devin nule. Convergenţa metodei este înceată şi, de aceea, folosirea ei nu este practică decît atunci cînd nu este împinsă prea departe, calculatorul mulţumindu-se cu un rezultat a proximativ pe care să-l folosească ca bază de calcul pentru o metodă mai exactă.

In metoda grafică se trasează cîte o curbă de legătură între pierderea de presiune şi debit, pentru fiecare ramură a reţelei. Curbele se aşază astfel, încît intersecţiile lor să respecte legile fundamentale. Metoda cere o muncă laborioasă pentru construcţia curbelor şi mult timp pentru potrivirea lor. Afară de aceasta, rămîn obişnuitele erori ale metodelor grafice, erori care se cumulează defavorabil în cazul unor reţele complexe.

Metodele electrice se bazează pe principiul analogiei între fenomenele hidraulice şi cele electrice. Presiunea este analogă cu diferenţa de potenţial, debitul — cu intensitatea curentului, iar frecarea în ţevi — cu rezistenţele electrice. Prima aplicaţie s-a făcut în analizatorul Camp şi Hazen, care cuprinde un model electric al reţelei hidraulice. Diferitele ramuri ale reţelei se modelează prin rezistenţe şi se aplică întregului sistem o diferenţă de potenţial, un pol al sursei de curent fiind legat de punctul de intrare a apei în reţea, celălalt pol fiind legat la punctele de ieşire. După cum se ştie, legile lui Kirchhoff reproduc foarte bine legile hidraulice (a şi b), dar legea c) nu mai este reprodusă prin legea lui Ohm, deoarece aceasta este liniară. Pentru a se remedia această lipsă se variază rezistenţele din reţeaua electrică astfel, încît să se obţină relaţii cît mai apropiate de cele corespunzătoare ale fenomenelor hidraulice.

In practică, se potriveşte întîi rezistenţa din ramura prin care se presupune că trece debitul cel mai mare. Apoi se continuă, variind una după alta toate celelalte rezistenţe. La sfîrşit, se constată că echilibrul stabilit în prima ramură nu mai este realizat şi se reia operaţia. De obicei sînt necesare trei rînduri de ajustori pentru a se ajunge la rezultatele definitive care pot fi citite cu ajutorul aparatelor şi voltmetrelor.

De fapt, şi metoda lui Hazen şi Camp este o metodă prin încercări avînd defectele respective, chiar dacă ea elimină necesitatea unor calcule efective.

Un mare progres în metodele electrice a fost obţinut atunci cînd au apărut rezistenţele neliniare, alcătuite din lămpi cu filament de tungsten, astfel construite încît între tensiunile aplicate şi intensitatea curentului să existe relaţia $V = KI^{1,85}$. Cu analizorul neliniar cu filament de tungsten dispare necesitatea unor încercări, citirea debitelor şi a diferenţelor de presiune putînd fi făcută imediat ce s-au dat aparatului datele necesare. Din păcate, analizoarele neliniare sînt încă puţine şi foarte scumpe.

In lipsa aparatelor neliniare, cea mai bună metodă practică rămîne cea a „relaxării", cunoscută mai ales sub numele de metoda Hardy Cross. La aceasta, se începe prin a se da valori iniţiale cît mai judicios alese pentru debitele şi căderile de presiune din diversele ramuri ale reţelei. Apoi se lucrează prin aproximaţii succesive, cu ajutorul unei formule matematice care asigură calculului o convergenţă mai rapidă decît toate metodele prin încercări, inclusiv metoda cu analizorul liniar.

★

Sir Claude Inglis, E. A. G. Johnson şi I. J. Taylor: **Progrese recente în hidraulica scurgerilor în canale deschise.** (Recent developments in the hydraulics of open-channel flow). Proceedings of the institution of Civil Engineers, part. III, dec. 1955, pag. 1022—1033.

Un număr important de încercări au fost efectuate în vederea studiului fenomenelor de frecare între lichid şi pereţii canalelor deschise.

Rugozitatea a fost realizată cu ajutorul unor benzi introduse pe fundul şi pe taluzurile canalului. Potrivit constatărilor făcute, coeficientul lui Chézy poate fi pus sub aceeaşi formă ca şi coeficientul lui Nikuradze pentru conductele la care rugozitatea a fost realizată cu ajutorul nisipului. La acest tip de rugozitate nu există zonă de tranziţie, ci o trecere bruscă de la turbulenţa incipientă la cea totală.

La canalele cu fund şi taluzuri netede coeficientul lui Chézy prezintă o variaţie similară, dar ceva mai mare decît cea dedusă de Nikuradze pentru conducte.

Adesea se întîmplă ca fundul şi taluzurile unui canal să aibă rugozităţi diferite. H. A. Einstein a imaginat o metodă de analiză pentru estimarea rugozităţii efective a unui astfel de canal. In metoda citată se presupune că pierderile prin fiecare element al perimetrului udat sînt legate de pierderea de energie a scurgerii medii prin elementul de secţiune corespunzătoare. Metoda a dat rezultate satisfăcătoare în cazul canalelor cu secţiune dreptunghiulară, avînd rugozităţi diferite pentru fund şi pereţii laterali, ca şi în cazul conductelor, ale căror ţevi componente au rugozităţi diferite.

Se obişnuieşte să se ia în consideraţie forma canalelor neregulate, prin înlocuirea adîncimii medii cu o adîncime hidraulică medie. Recent s-au făcut încercări de a se ajunge la aproximaţii mai bune, ţinînd seama de distribuţia vitezelor sau a forţelor tangenţiale, cum şi de detaliile secţiunii. Nici aceste procese nu ţin seamă de toţi factorii prezenţi.

Observînd scurgerile în canale deschise cu pante mari, s-a constatat că pe suprafaţa liberă apar ondulaţii care se deplasează spre aval atunci cînd viteza de scurgere creşte suficient. Pentru studiul acestor valuri s-a utilizat principiul mişcării relative, considerînd un canal care se deplasează spre amonte cu o viteză egală cu cea a valurilor. Experimental, s-a realizat un canal cu fondul alcătuit dintr-o curea fără sfîrşit care se deplasează cu viteza dorită. S-au putut stabili astfel condiţiile apariţiei fenomenului şi s-a găsit că, în condiţiile de valabilitate ale legii lui Chézy, viteza critică este dată de numărul Froude egal cu 2. Scurgerea uniformă este nestabilă cînd panta de scurgere este de patru ori mai mare decît cea critică.

Antrenarea aerului de către apa în mişcare în canale deschise duce la o creştere a adîncimii, la o scădere a debitului şi la schimbări încă neclarificate ale vitezei medii, distribuţiei vitezelor şi distribuţiei forţelor tangenţiale. Mecanismul de antrenare a aerului nu este cunoscut decît parţial, dar se ştie că antrenarea se datoreşte turbulenţei excesive şi valurilor mici de la suprafaţă datorite vîntului relativ, precum şi că rugozitatea joacă un rol important. Progresele în cercetarea acestui fenomen au fost limitate din lipsa unor aparate adecvate pentru măsurarea vitezei şi a concentraţiei amestecului aer-apă. Astăzi, aceste instrumente există şi, de aceea, sînt aşteptat rezultate interesante.

★

Hoke G.: **Conducte de presiune din azbociment** (Das Asbestzementdrukrohr), Literaturberichte über Wasser, Abwasser etc., nr. 10/12, 1955, pag. 154—155, după Kommunalwirtschaft nr. 8/1955, pag. 433—436.

Pentru confecţionarea conductelor din azbociment se obişnuieşte să se utilizeze un amestec format dintr-o parte azbest şi o parte ciment de portland. Cimenturile speciale, cum ar fi de exemplu electrocimentul, nu sînt utilizate decît în cazuri speciale, cînd se doreşte să se apere conductele contra coroziunii cu acid clorhidric. In adevăr, acidul clorhidric are efectul cel mai puternic asupra azbocimentului, în timp ce soluţiile de sulfat de magneziu sau clorură de sodiu nu au nici unul. Rezistenţa la coroziune este mult îmbunătăţită prin gudroane. Numeroşi cercetători au confirmat rezistenţa acestui tip de conducte faţă de infiltrarea bacteriilor.

★

Klaus K.: **Ţevile de polietilenă în tehnica sanitară** (Polyäthilenrohre in der Gesundheitstechnik), Literaturberichte über Wasser, Abwasser etc. nr. 10/12 1955, pag. 155 după Sanitäre Technik, nr. 8/1955, pag. 278—286.

Ţevile de polietilenă au fost utilizate la conductele de pompare ale puţurilor cu o adîncime pînă la 45 m, la conductele de apă rece de mică presiune, la instalaţiile de condiţionare a aerului, la conducte de gaze şi aer şi chiar la încălzirea prin radiaţie. Avantajele conductelor de polietilenă sînt: marea rezistenţă la agenţi chimici, greutatea foarte redusă, flexibilitatea, rezistenţa la îngheţ şi la spargere. Dezavantajele sînt lipsa de duritate şi coeficientul ridicat de dilatare termică. După cercetări care au durat mai mulţi ani, nu s-a constatat nici un efect toxic al ţevilor de material plastic asupra apelor care au trecut prin ele. Imbinarea ţevilor din polietilenă se poate face prin sudură, încleiere, cu piese presate din alamă sau material plastic, prin înşurubare sau cu armături speciale de aluminiu sau alte metale.

In urma progreselor realizate, conductele de material plastic au fost introduse şi la clădirile locuite, unde sînt apreciate pentru faptul că nu transmit zgomotul.

Országos Műszaki Könyvtár TULAJDONA

I. P. 2, c. 1645

E 1607

KAT

HIDROTEHNICA

ORGAN AL ASOCIAŢIEI ŞTIINŢIFICE A INGINERILOR ŞI TEHNICIENILOR DIN R.P.R.

Institut. de Documentare tehnică
BUCUREŞTI
ОБМЕН - CSERE
VYMENA - WYMIANA
TAUSCH - СМЕНА

3

Iulie-august-septembrie

AMENAJAREA ŞI GOSPODĂRIREA APELOR • AMELIORAŢII • HIDROENERGETICA • CĂI NAVIGABILE ŞI PORTURI • ALIMENTĂRI CU APĂ. CANALIZĂRI

1956

Nr. 3
iulie-august-septembrie

HIDROTEHNICA

1956
Apare trimestrial

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

COMITETUL DE REDACȚIE

Prof. dr. ing. **Mateescu C.** redactor responsabil, prof. dr. ing. **Bărglăzan A.**, prof. ing. **Blidaru V.**, conf. ing. **Boisnard J.** conf. ing. **Cioc D.**, conf. ing. **Diaconu Alex.**, prof. ing. **Gheorghiu I. M.**, conf. ing. candidat în șt. tehn. **Kahan M.** ing. **Lateș M.**, prof. ing. **Lehr H.**, conf. ing. **Manoliu I.** conf. ing. **Melzer A.**, prof. ing. **Nicolau P.**, prof. dr. ing. **Pavel D.** conf. ing. **Prișcu R.**, conf. ing. **Trofin P.**, ing. **Wisner P.**, ing. **Zaharescu E.**

SUMAR

D. PAVEL: Contribuție la dimensionarea turbinelor cu suprapresiune 129
N. GRECEANU și I. ȘTEFULESCU: Contribuții cu privire la navigația prin brațul Sulina. 135
D. CIOC și P. TROFIN: Despre calculul distanței de protecție sanitară la drenuri pe pat orizontal 139
I. VLADIMIRESCU: Considerații pentru amenajarea complexă a Deltei Dunării 141
GH. COSMA: Cu privire la similitudinea în mișcarea filtrantă 149
M. KAHAN, C. IAMANDI și GH. MARINESCU: Studiul hidraulic al racordării biefurilor în cazul unui baraj de joasă cădere . . . 151
A. SPĂTARU: Încercarea pe model a porturilor. 155
P. WISNER și O. FAIBEȘ: Cercetări asupra hidraulicii galeriilor scurte cu scurgere liberă. 161
CONST. HARET: Indiguirile în Republica Populară Romînă 171
ȘT Zarea și T. OANCEA: Adaptarea aparatului tip Hele-Shaw pentru studiul experimental al mișcărilor rotaționale . . . 176
E. SCHIDU: Hidromecanizarea, metoda de executare a lucrărilor hidrotehnice de terasamente în amenajări stuficole și piscicole din Delta Dunării 179

DOCUMENTARE
RECENZII
CRONICA

SOMMAIRE

D. PAVEL: Contribution au dimensionnement des turbines à surpression 129
N. GRECEANU et I. ȘTEFULESCU: Contribution concernant la navigation par le bras de Sulina 135
D. CIOC et P. TROFIN: Au sujet du calcul de la distance de protection sanitaire aux drains sur lit horizontal 139
I. VLADIMIRESCU: Considérations pour l'aménagement complexe du Delta du Danube. 141
GH. COSMA: Considérations sur la similitude dans le mouvement filtrant 149
M. KAHAN, C. IAMANDI et GH. MARINESCU: Etude hydraulique du raccordement des biefs dans le cas d'un barrage pour chute . . 151
A. SPĂTARU: Essai des ports sur modèle . . 155
P. WISNER et O. FAIBEȘ: Recherches hydrauliques ayant trait aux galeries courtes à libre écoulement 161
CONST. HARET: Les endiguements de la République Populaire Roumaine 171
ȘT. ZAREA et T. OANCEA: Adaptation de l'appareil du type Hele-Shaw pour l'étude expérimentale des mouvements rotationaux . . 176
E. SCHIDU: L'hydromécanisation — méthode d'exécution des travaux hydrotechniques de terrassements dans les aménagements piscicoles et pour la culture des roseaux dans le delta du Danube 179

DOCUMENTATION
RÉCENSIONS
CHRONIQUE

СОДЕРЖАНИЕ

Д. ПАВЕЛ: К вопросу расчета турбин с высоким сверхдавлением 129
Н. ГРЕЧАНУ и И. ШТЕФУЛЕСКУ: О судоходстве по рукаву Сулина 135
Д. ЧОК и П. ТРОФИН: Расчет санитарной зашитной зоны для дренажей на горизонтальной постели 139
И. ВЛАДИМИРЕСКУ: К вопросу комлексного благоустройства дунайской дельты . . .
Г. КОСМА: О подобии при фильнующем движении 149
М. КАГАН, К. ЯМАНДИ и Г. МАРИНЕСКУ: Гидравлическое изучение примыкания бьфов в случае низконапорной плотины 151
А. СПАТАРУ: Испытание моделей портов 155
П. ВИСНЕР и О.ФАЙБЕШ: Исследование гидравлики коротких галерей со свободным течением 161
К. ХАРЕТ: Обвалование в РНР 171
Ш. ЗАРЯ и Т. ОАНЧА: Приспособление аппарата типа Геле-Шоу для экспериментального исследования вращательных движений . . . 176
Е. СКИДУ: Гидромеханизация, метод выполнения земляных гидротехнических работ для камышевых и рыбоводческих хозяйств в Дунайской дельте 179

ДОКУМЕНТАЦИЯ
РЕЦЕНЗИИ
ХРОНИКА

INHALT

D. PAVEL: Beitrag zur Dimensionierung der Überdruckturbinen 129
N. GRECEANU u. I. ȘTEFULESCU: Betrachtungen über die Schifffahrt im Sulina-Arm. 135
D. CIOC u. P. TROFIN: Über die Berechnung der sanitären Schutzdistanz um Sickerfassungen auf waagerechter undurchlässiger Sohle 139
I. VLADIMIRESCU: Betrachtungen über die Wasserwintschaftsplanung im Donaudelta . 141
GH. COSMA: Uber Ähnlichkeitsgesetze in der Filtrierbewegung 149
M. KAHAN, C IAMANDI u. GH. MARINESCU: Hydraulische Untersuchungen betreffend die Übergangsschwelle bei einem Stauwerk von kleiner Höhe 151
A. SPĂTARU: Versuche an Hafenmodellen . . 155
P. WISNER u. O. FAIBEȘ: Untersuchungen über die Hydraulik kurzer Stollen mit freier Oberfläche 161
CONST. HARET: Daichbauten in der rumänischen Volksrepublik , , , , , , , 171
ȘT. ZAREA u. T. OANCEA: Anpassung des Hele-Shaw Apparates für Versuche über Wirbelbewegungen 176
E. SCHIDU: Die hydromechanische Methode in der Ausführung der Erdbewegungen bei den Wasserbauten der Schilfausbeutung und Fischereianlagen im Donaudelta 170

DOKUMENTATION
BUCHBESPRECHUNGEN
CHRONIK

REVISTA HIDROTEHNICA
*Anul I * Nr. 3 * Iulie-Septembrie 1956*

Contribuţie la dimensionarea turbinelor cu suprapresiune

Prof. dr. ing. **D. Pavel**
Laureat al Premiului de Stat

Maşinile hidraulice se clasifică după principiul de funcţionare hidraulică în trei clase: *motoare, generatoare* şi *transformatoare hidraulice.* Turbinele formează grupa cea mai importantă din clasa motoarelor şi, la rîndul lor, se clasifică în:

— *turbine cu egală presiune,* numite impropriu şi de acţiune (turbinele Pelton, Bánki);

— *turbine cu suprapresiune,* numite şi de reacţiune (turbinele Francis, Kaplan, apoi elicoidale şi turbine axial concentrice).

Pentru primele faze ale proiectării, anume la Memoriul tehnico-economic şi la Sarcina de proiectare, este necesar a se stabili datele de bază, apoi gabaritele şi greutatea turbinelor, urmînd ca în fazele ulterioare să se proiecteze în detaliu turbinele. Mai jos arătăm metoda proprie de dimensionare care este utilă pentru prima fază a proiectării hidroenergetice.

I. Turbinele Francis

Această subgrupă utiliza pînă acum cîţiva ani căderi mijlocii de la 20 la 200 m cu puteri pînă la 100 000 CP. In ultimii ani domeniul turbinelor Francis s-a extins şi spre căderi mai mari, anume prin tipul Francis ultralent cu contrapresiune la ieşirea din aspirator, domeniu acoperit pînă acum de turbinele Pelton rapide. Astfel s-au construit recent turbine Francis cu căderi pînă la 455 m, iar la noi avem pentru uzina Drăgan furnizate de ČSR turbine Francis pentru căderea maximă de 350 m.

1. Dimensionarea turbinelor Francis. Ţinînd seamă de notaţiile pentru diferitele diametre $D = a\, Q^{1/2} H^{-1/4}$ conform schiţelor din fig. 1 şi de legea continuităţii, se obţin, după cercetările proprii, constantele maşinii:

$$a_{1e} = 0{,}3 + \frac{160}{n_s} + 0{,}000\,000\,5\; n_s^2;$$

$$a_{1i} = a_{1e} \quad \text{la} \quad n_s = n\, P^{1/2} H^{-5/4} < 150;$$

$$a_{1i} = \frac{215}{n_s} - 0{,}04 \qquad \text{la} \quad n_s > 150;$$

$$a_{2e} = 0{,}7 + \frac{83}{n_s} - \frac{1\,000}{n_s^2};$$

$$a_{2i} = \frac{74}{n_s} + 0{,}17; \quad a_3 = \frac{64}{n_s} + 0{,}78;$$

$$a_0 = 0{,}34 + \frac{162}{n_s} + 0{,}000\,001\; n_s^2;$$

$$b_0 = \frac{B_0}{D_{1e}} = 0{,}05\, n_s^{1/2} - 0{,}001\; n_s - 0{,}27.$$

Cu aceste constante se calculează toate gabaritele importante ale turbinei.

In funcţie de căderea H, de căderea de aspiraţie $H_s > 0$ sau de contrapresiunea $H_s < 0$ şi de înălţimea barometrică $H_b = 10{,}33 - \frac{A}{900} - \frac{p_v}{\gamma}$, cu altitudinea A mdM şi înălţimea de vaporizare p_v/γ, cercetările ne-au condus la următoarele relaţii fundamentale:

— coeficientul de cavitaţie

$$\sigma = \frac{H_b - H_s}{H} = 0{,}022\; e^{0{,}007\, n_s};$$

— rapiditatea turbinei

$$n_s = n \frac{P^{1/2}}{H^{5/4}} = 329 \;\lg \left[\frac{45{,}45}{H}\,(H_b - H_s)\right],$$

aşa cum arată diagrama din fig. 1, în care s-au delimitat frontierele de utilizare a turbinelor Francis. Tot aci s-a desenat şi curba punctată a raportului $q = Q_{opt} / Q_{max}$, în care: Q_{opt} este debitul la regimul optim cu randamentul cel mai mare al turbinei şi Q_{max} — debitul m^3/s la plină sarcină.

Din calcule rezultă că raportul q este crescător cu rapiditatea n_s, după relaţia:

$$q = \frac{Q_{opt}}{Q_{max}} = 0{,}74 + \left(\frac{n_s}{100}\right)^2 \cdot$$

2. Calculul greutăţii turbinelor Francis. Pentru calculul greutăţii turbinelor G [kg] şi al greutăţii unitare $g = G/P$ [kg/CP] ne servim de seria de ecuaţii fundamentale din teoria turbinelor:

$P = \frac{\gamma}{75} Q H \eta \sim 11{,}8\; Q H$ puterea în CP; (1)

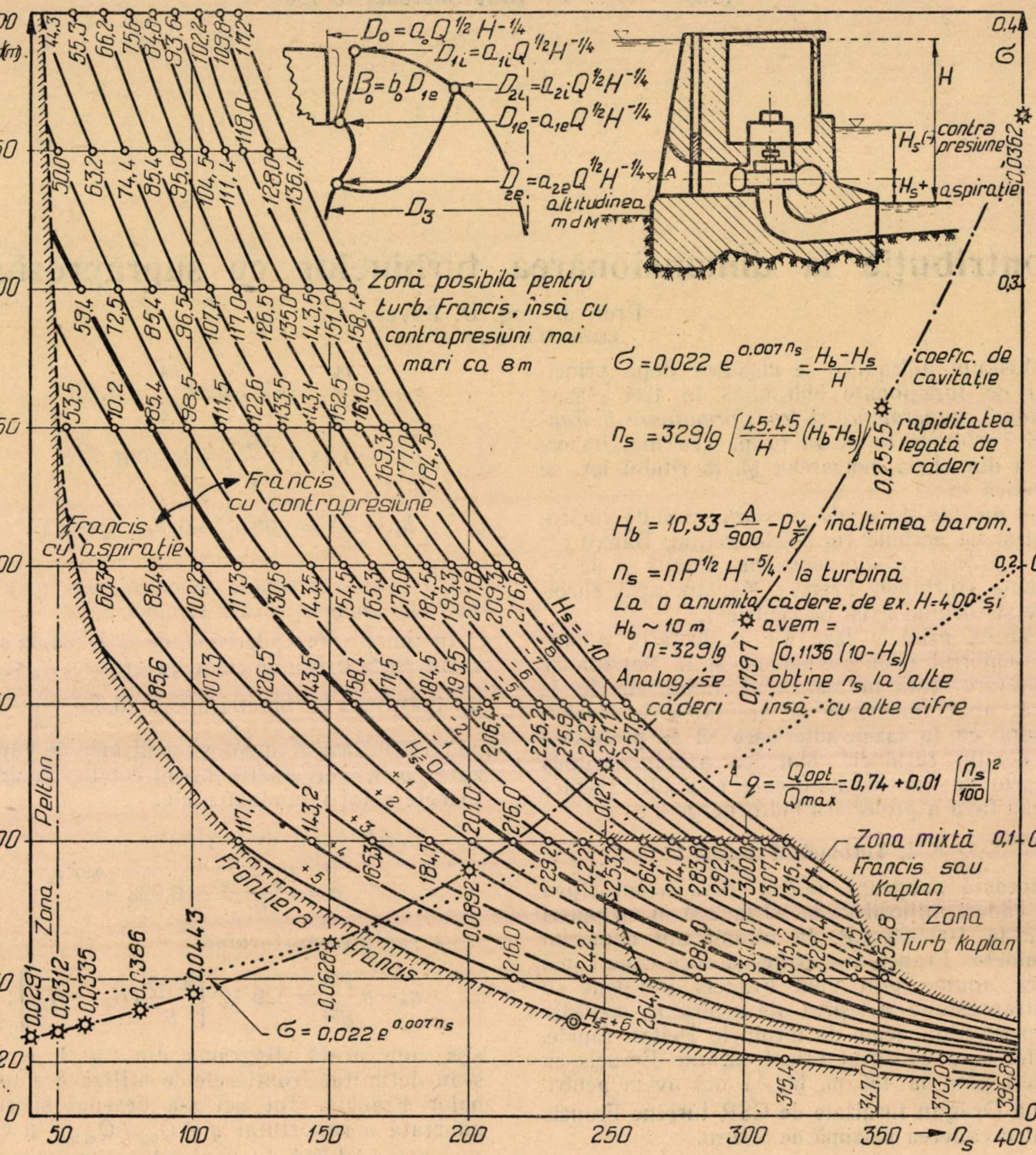


Fig. 1. Relaţii între căderile H, rapiditatea n_s şi felul aspiraţiei H_b—H_s la turbinele Francis.

$$a_{1e} \sim \frac{40}{n_s^{0,67}}, \qquad (2)$$

care dă diferenţe sub 3% faţă de formula exactă din aliniatul precedent;

$$n_s = 329 \lg\left[\frac{45,45}{H}(H_b - H_s)\right] \qquad (3)$$

rapiditatea;

$$D_{1e} = a_{1e}\, Q^{1/2} - H^{-1/4} \qquad (4)$$

diametrul rotorului socotit la intrare în exterior:

$$G = 40\,000\; D_{1e}^{1,75}\ [\text{kg}] \qquad (5)$$

greutatea întregii turbine, însă fără vană şi fără regulator.

Combinînd cele cinci formule, obţinem, cu notaţia F de jos:

$$G = \frac{3\,300\; P^{0,875}}{H^{1,312}\; F^{1,173}}\ [\text{kg}], \text{ cu } F = \lg\left[\frac{45,45}{H}(H_b - H_s)\right]$$

Greutatea unitară se obţine din

$$g=\frac{G}{P}=\frac{3300}{H^{1,312}\,F^{1,173}\,P^{0,125}}\left[\frac{\text{kg}}{\text{CP}}\right].$$

În fig. 2 am trasat g [kg/CP] în funcţie de rapiditatea n_s, care este legată direct de căderea H şi de puterea P, astfel că greutatea unei turbine se obţine pe cale rapidă şi simplă, fără să fie nevoie de un proiect detaliat.

3. **Aplicarea formulelor la cîteva turbine executate.** Alegînd în scopul analizei cîteva turbine Francis executate în U.R.S.S., Č.S.R. şi Elveţia, ale căror date sînt trecute în tabela 1, am calculat coeficienţii maşinii după formulele precedente în tabela 2. Comparînd coeficienţii calculaţi cu cei reali, rezultă diferenţele în % arătate în tabela 2.

Se observă că, în genere, diferenţele sînt mici şi încadrează cu (+) şi (—) valorile calculate, ceea ce constituie o verificare indirectă a valabilităţii formulelor recomandate, chiar la turbine construite recent, de asemenea şi la turbine cu căderi mari şi cu contrapresiune.

II. Turbinele Kaplan

Turbinele Kaplan cu dublu reglaj şi cele elicoidale cu reglaj simplu au fost construite în genere pentru căderi mici, sub 20 m, cu rapidităţi n_s de la 400 în sus. În ultimii ani, însă, turbinele Kaplan lente se substituie tot mai mult turbinelor Francis rapide, la căderi crescînde, deocamdată pînă la 70 m, însă la puteri foarte mari.

Notînd investiţiile J_K pentru Kaplan şi J_F pentru Francis, cîştigul de energie anual ΔE_{K-F} al turbinei Kaplan faţă de Francis, p—lei/kWh şi k—coeficientul cheltuielilor anuale (0,05-0,06) se observă din bilanţul:

$$J_K \gtreqless J_F+\frac{p}{k}\,\Delta E_{K-F}$$

că în ultimul caz este mai indicată turbina Kaplan.

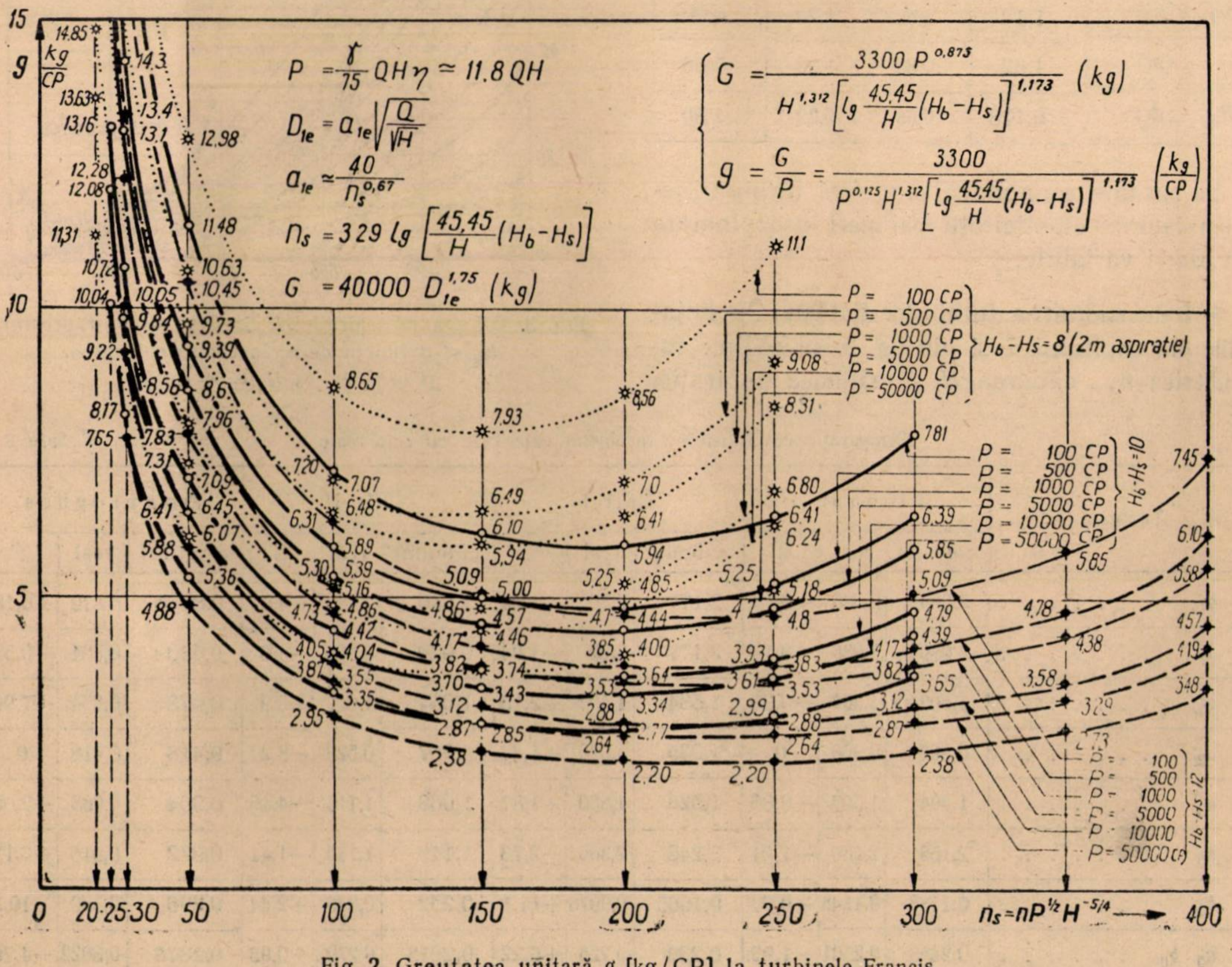


Fig. 2. Greutatea unitară g [kg/CP] la turbinele Francis.

Tabela 1

Datele turbinelor Francis analizate

Turbina	Fionnay	ČKD I	ČKD II	Dneproghes
H (m)	455	220	98	36,3
Q (m^3/s)	11,76	2,06	11,4	232
P (CP)	62800	5 250	13 000	102 000
η	0,88	0,87	0,874	0,908
n (rot/min)	750	1 000	600	83,3
n_s	89,6	85,5	222	298,5
$Q^{\frac{1}{2}} H^{-\frac{1}{4}}$	0,743	0,373	1,075	6,20
D_{1e} (m)	1,55	2,20	1,18	5,45
D_{1i} (m)	1,55	2,20	1,04	4,24
D_{2e} (m)	1,12	0,56	1,18	5,92
D_{2i} (m)	0,74	0,38	0,56	2,59
D_3 (m)	1.12	0,52	1,20	6,00
D_0 (m)	1,62	0,86	1,22	5,68
B_0 (m)	0,178	0,08	0,29	1,80

La paritate economică se preferă turbina Kaplan datorită elasticității mai mari în exploatare la căderi variabile.

4. **Dimensionarea turbinelor Kaplan.** Cu notațiile din capitolul I și din fig. 3, se obțin: rapiditatea n_s, căderea H și înălțimea aspirației H_s (cînd H_s este negativ se numește contrapresiune):

$$n_s \leqslant \frac{30\,000}{24+H\dfrac{H_b+1{,}5}{H_b-H_s}} - 100 = n\frac{P^{1/2}}{H^{5/4}};$$

$$H \leqslant \left(\frac{30\,000}{n_s+100}-24\right)\frac{H_b-H_s}{H_b+1{,}5};$$

$$H_s \leqslant H_b - H\frac{H_b+1{,}5}{\dfrac{30\,000}{n_s+100}-24}.$$

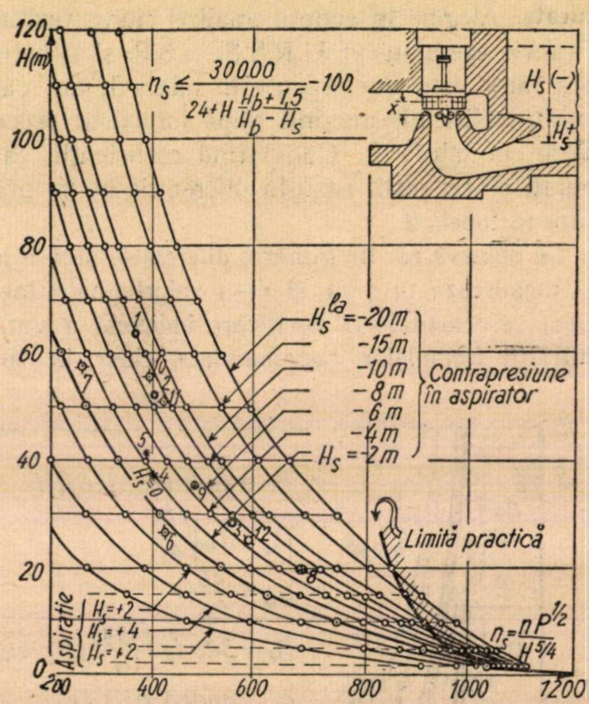


Fig. 3. Diagrama aspirației $H_s > 0$ și a contrapresiunii $H_s < 0$ funcții de n_s la turbine Kaplan. (Curba de jos $H_s = +6$ m).

Comparația constantelor turbinelor calculate cu cele reale *Tabela 2*

Turbina	Fionnay			ČKD I			ČKD II			Dneproghes		
	calculat	real	%	calculat	real	%	calculat	real	%	calculat	real	%
a_{1e}	2,089	2,086	+0,14	2,177	2,20	—1,04	1,046	1,18	—4,6	0.8806	0,879	+0,18
a_{1i}	2,089	2,086	+0,14	2,177	2,20	—1,04	0,929	0,968	—4,0	0,680	0,684	—0,58
a_{2e}	1,502	1,507	—0,33	1,534	1,502	+2,10	1,054	1,097	—3,9	0,973	0,954	—1,99
a_{2i}	0,996	0,996	0	1,035	1,020	+1,47	0,507	0,520	—3,27	0,418	0,418	0
a_3	1,494	1,507	—0,86	1,528	1,500	+1,87	1,068	1,116	—4,46	0,994	0,968	+2,68
a_0	2,158	2,180	—1,01	2,242	2,305	—2,73	1,119	1,135	—1,41	0,972	0,916	+6,11
b_0	0,1138	0,1148	—0,87	0,1065	0,0976	+11,1	0,252	0,246	+2,44	0,296	0,330	—10,3
$a_0\ b_0$	0,2453	0,2501	—1,92	0,239	0,225	+6,22	0,2818	0,2792	+0,93	0,2878	0,3022	—4,76

Pentru constantele maşinii se recomandă formulele:

$$a_1 = 0{,}37 + \frac{270}{n_s} = D_1 \frac{H^{1/4}}{Q^{1/2}};$$

$$a'_0 = 0{,}385 + \frac{390}{n_s} - 0{,}000\,01\ n_s = D'_0 \frac{H^{1/4}}{Q^{1/2}};$$

$$b_0 = \frac{B_0}{D_1} = 0{,}13 + 0{,}01\ n_s^{1/2};$$

$$d_b = \frac{D_b}{D_1} = 0{,}34 + \frac{1\,500}{n_s^{1{,}5}};$$

$$d'_b = \frac{D'_b}{D_1} = 1{,}1\ d_b.$$

Numărul palelor rotorului Kaplan se obţine prin rotunjirea cifrei rezultate din formula

$$z = 2 + 0{,}9\ H^{1/2} - 0{,}01\ H.$$

Pentru recalcularea randamentului unei turbine Kaplan din datele unei alte turbine alese drept model (indicii m), se recomandă formula:

$$\eta = \left(0{,}97 - \frac{0{,}1}{P^{1/4}}\right) \times$$

$$\times \left[1 - \left(1 - \frac{\eta_m}{0{,}97 - \frac{0{,}1}{P_m^{1/4}}}\right) \left(\frac{Q}{Q_m}\right)^2 \frac{H_m}{H} \left(\frac{D_m}{D}\right)^5 \frac{1+D}{1+D_m}\right].$$

Această formulă este valabilă şi la turbine Francis, dacă se înlocuieşte 0,97 cu 0,98.

5. Calculul greutăţii turbinelor Kaplan. Printr-o demonstraţie analogă cu aceea dată la 1—2 pentru turbinele Francis, se obţine pentru:

a) *Kaplan cu melc de beton,* la căderi mici $H < 20$ m:

$$g_K = \frac{30\,000\ A^{1{,}75}}{H^{1{,}312}\ P^{0{,}125}}\ \text{[kg/CP], fiind parametrul;}$$

$$A = 0{,}1077 + \frac{0{,}786}{\dfrac{300}{24 + H\dfrac{H_b + 1{,}5}{H_b - H_s}} - 1}.$$

b) *Kaplan cu melc metalic,* la $H > 20$ m:

$$g'_K = \frac{14\,000\ A^{1{,}75}}{H^{1{,}312}\ P^{0{,}125}} + \frac{4\,000\ A^2}{H^{1{,}5}}\ \text{[kg/CP]}.$$

La puteri mari creşte diametrul rotorului şi, considerînd că astăzi diametrul nu poate depăşi $D < 10$ m, trebuie să limităm puterea turbinei la

$$P_{lim} \leqslant 100\ \frac{H^{3/2}}{A^2},\ \text{cum se vede în fig. 4.}$$

6. Aplicaţii referitoare la formulele de dimensionare a turbinelor Kaplan. Turbinele Kaplan de cădere mare, construite de Escher Wyss-Elveţia pentru centrala Barcis (fig. 5), funcţionează sub căderi foarte variabile $H_{min} = 28{,}5$, $H_{calc} = 52$ şi $H_{max} = 63{,}5$ m, cu diametrul rotorului $D_1 = 1{,}8$ m, la $n = 500$ rot/min, $z = 8$ pale rotorice şi puterile $P_{min} = 5\,280$, $P_{calc} = 12\,500$, $P_{max} = 17\,200$ CP.

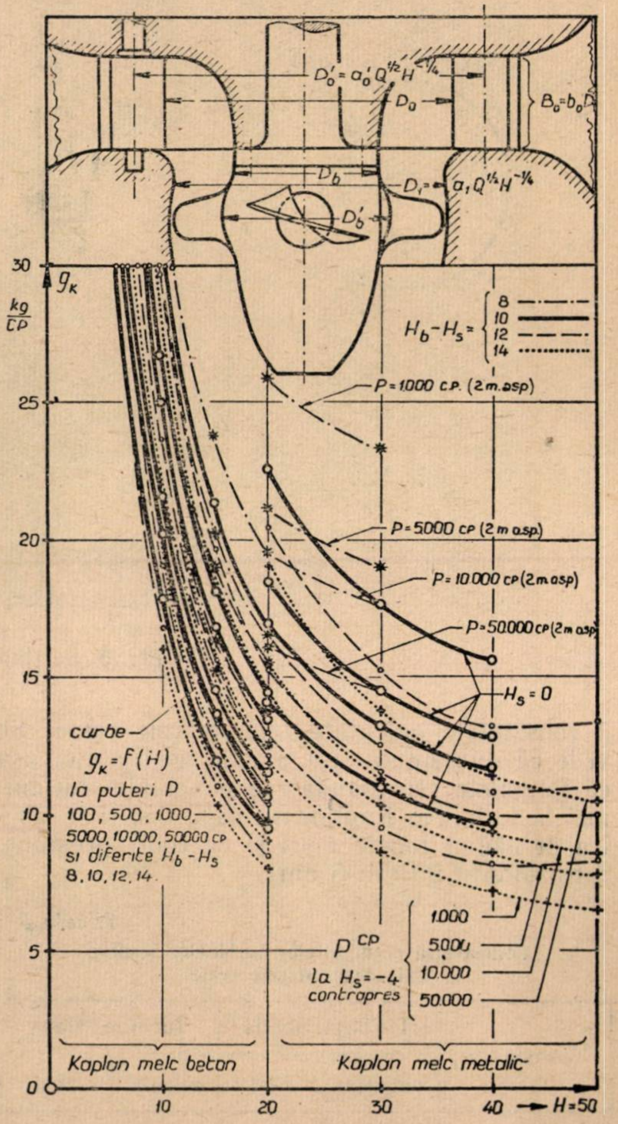


Fig. 4. Greutatea unitară g_K [kg/CP] la turbine Kaplan

Constantele maşinii calculate după formulele noastre, comparate în tabela 3 cu acelea ale turbinei reale, dau diferenţe neînsemnate.

Pentru una dintre turbinele Kaplan din centrala Slapy Č.S.R., în exploatare de circa 3 ani (fig. 6), care funcţionează în limitele $H = 27{,}3 \ldots 56$ m cu $n = 230{,}8$ rot/min, $D_1 = 3{,}7$ m, $z = 8$, contrapresiunea $H_s = -4{,}2$ m, puterea 30 000—66 600 CP la $Q = 100$ m³/s, se arată tot în tabela

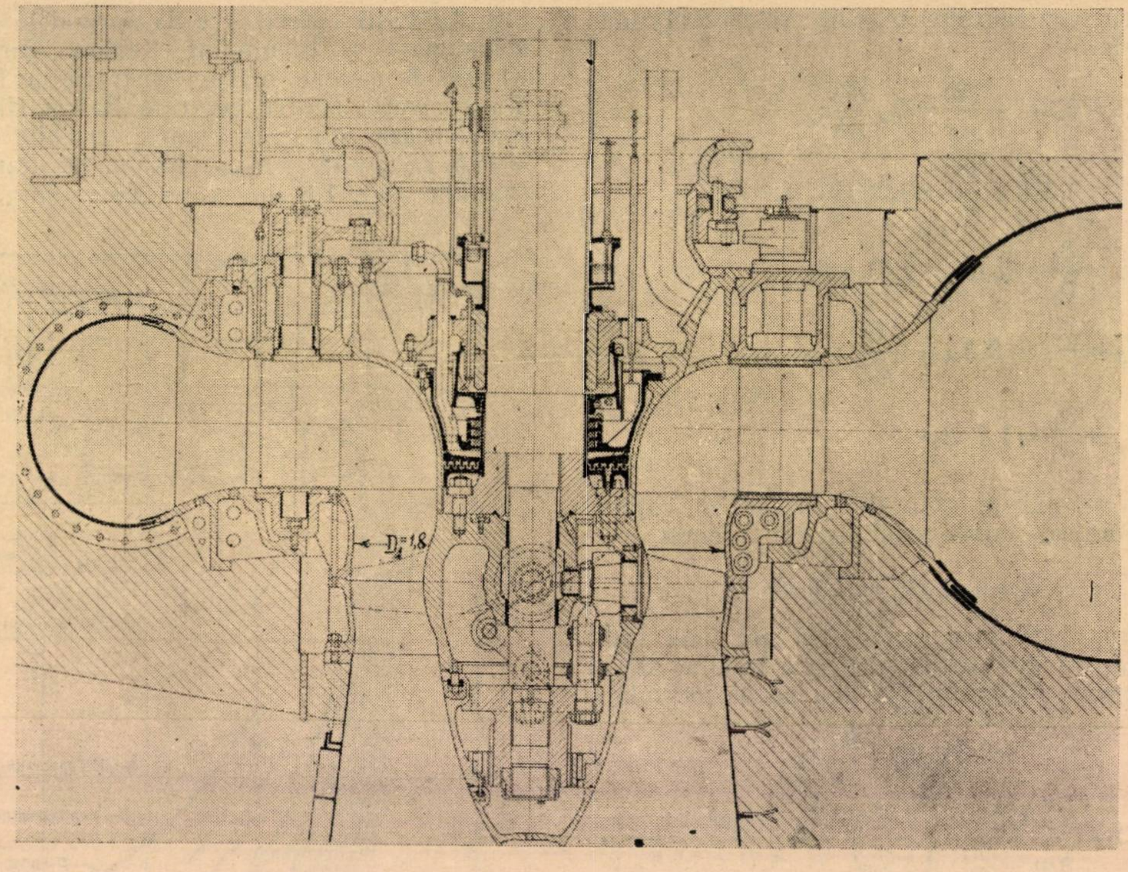


Fig. 5. Secţiune prin turbina Barcis.

3 constantele calculate faţă de cele reale. Se vede că diferenţele sînt practic neglijabile, aşa că formulele recomandate sînt valabile nu numai la turbinele Kaplan normale, dar şi la acelea de căderi foarte mari şi cu contrapresiune, construite în ultimii 5 ani.

Tabela 3

Comparaţia constantelor turbinelor Kaplan calculate cu cele reale

Constanta	Turbina Barcis		Turbina Slapy	
	calculat	real	calculat	real
a_1	1,045	1,066	1,012	0,992
a_0'	1,356	1,355	1,308	1,190
b_0	0,330	0,342	0,335	0,333
d_b	0,528	0,535	0,514	0,514
d_b'	0,581	0,596	0,566	0,578
z	8	8	8	8

De altfel, în Č. S. R. se construiesc în prezent turbine şi mai mari pentru centrala Orlik, amonte de Slapy pe Vltava. O asemenea tur-

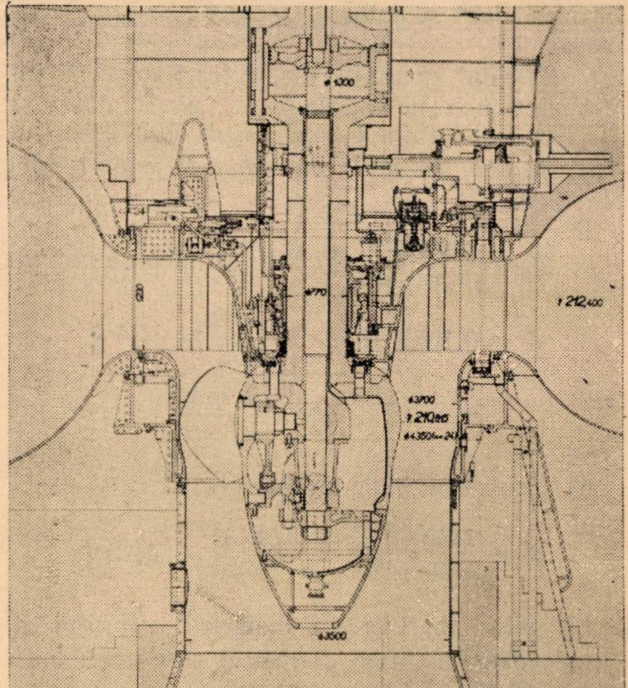


Fig. 6. Secţiune prin turbina Slapy.

bină are căderile limită $H_{min}=44$, $H_{calc}=62$, $H_{max}=70$ m, la $P_{min}=75\,000$, $P_{calc}=113\,000$, $P_{max}=126\,500$ CP, cu $Q=150$ m³/s la toate căderile şi $n=187{,}5$ rot/min. Diametrul rotorului este $D_1=4{,}6$ m şi contrapresiunea $H_s=-6{,}5$ m.

Randamentul la plină sarcină la căderea de calcul este $\eta=\frac{113\,000}{13{,}33\cdot150\cdot62}=0{,}912$ şi acela la sarcina optimă de 0,925, fiind la turbinele cu diametrul de 4,6 m excepţional de mari.

Dacă am alege ca model pentru turbinele de la Porţile de Fier, de exemplu acelea de la Orlik, ţinînd seama că $\eta_m=0{,}925$ la $D_m=4{,}6$, obţinem după formula de recalculare a randamentului, dată precedent, $\eta_{max}=0{,}94$ pentru Porţile de Fier. Menţionăm că o turbină la Kuibîşev la care s-a măsurat randamentul optim 93%, pentru puterea maximă de 110 000 kW, este de aşteptat ca să fie $\eta=94\%$ la o turbină mai mare, anume de 185 000 kW de la Porţile de Fier.

★

К ВОПРОСУ РАСЧЕТА ТУРБИН С ВЫСОКИМ СВЕРХДАВЛЕНИЕМ

Предлагаются формулы расчета турбин Франсиса и Каплана, учитывающие явления всасывания, соответственно противодавления. Доказываются новые формулы расчета единных весов (кг/л.с.) для турбин Франсиса и Каплана с металлическим или бетонным шнеком. Путем численных расчетов доказывается возможность применения данных формул и для расчета современных турбин со сверхвысоким давлением.

BEITRAG ZUR DIMENSIONIERUNG DER UEBERDRUCKTURBINEN

Ee werden Formeln für den Entwurf von Francis und Kaplanturbinen vorgeschlagen, die den Einfluss der Saug-bezw. Gegendruckkhöhe berüksichtigen. Desgleichen werden neue Formeln für die Einheitsgewichte g (kg/PS) der Francis- und Kaplanturbinen mit Stahl bezw. Betonspiralgehäuse entwickelt. Die Formeln sind nauch für die neuesten Ueberdruckturbine für hoho Fallhöhen gültig, wie der Verfasser an Hand von Zahlenbeispielen beweist.

Consideraţii cu privire la navigaţia prin braţul Sulina

Ing. N. Greceanu şi Ing. I. Ştefulescu

După cum se ştie, braţul Sulina, prin lucrările ce s-au executat pentru corectarea cursului şi regularizarea albiei, foloseşte navigaţiei maritime, permiţînd vapoarelor maritime accesul prin Sulina spre porturile Galaţi şi Brăila.

Lucrările care s-au executat au avut ca scop menţinerea adîncimii apei pentru navigaţie, atît pe cursul braţului Sulina cît şi, mai ales, la gura de vărsare a acestuia în mare. Aici se produc continuu fenomene de împotmolire, cunoscute sub denumirea „formarea barei de la Sulina".

Cauzele împotmolirii de la gura braţului Sulina se datoresc atît debitului solid transportat de braţul Sulina, cît şi aluviunilor aduse de braţul Staroe-Stambul. Aceste aluviuni abundente pe care le depune braţul Staroe-Stambul formează o plajă submarină care avansează continuu spre gura Sulinei, ameninţînd depăşirea şi închiderea ei.

I. Situaţia de pînă acum

In anul 1858, Comisiunea Europeană a Dunării a început construcţia jetelelor la gura Sulinei pentru rezolvarea problemei depunerii aluviunilor şi formarea barei.

Lucrările au fost concepute ca soluţie de expedient şi s-a procedat la executarea lor, spre a se rezolva sub formă de provizorat navigaţia maritimă în delta Dunării, urmînd ca în timpul cît vor servi aceste lucrări navigaţiei să se realizeze soluţia definitivă a ieşirii la mare prin braţul Sf. Gheorghe. Pentru realizarea acestei soluţii, se cerea un timp mai lung şi disponibilităţi financiare mai mari.

Lucrările începute în 1858 au fost terminate în anul 1861 şi, datorită succesului ce au avut în rezolvarea problemei, s-a trecut la definitivarea lor. In urma succesului obţinut, începînd din anul 1866 s-a trecut la corectarea braţului Sulina prin tăierea marelui M, prin care s-a realizat o mărire de pantă şi, drept consecinţă, o sporire a vitezei apei şi o erodare a fundului, atît pe braţ cît şi în zona formării barei de la Sulina.

Cu toate rezultatele bune obţinute în urma executării lucrărilor, încă din primii ani ai exploatării, s-a ivit necesitatea de a se continua executarea digurilor în largul mării, spre a împiedica formarea barei la extremitatea lor. Această necesitate a condus, pentru asigurarea navigaţiei în prima jumătate a secolului nostru, la o continuă prelungire a jetelelor în mare şi la dragarea unor mari volume de depuneri aluvionare, cu cheltuieli importante. Cheltuielile au fost suportate, în marea lor majoritate, de economia ţării noastre. Intre anii 1920—1930 cheltuielile necesare întreţinerii navigaţiei au atins suma de circa 30 milioane franci aur.

II. Situaţia actuală

Datorită necesităţii de a se prelungi continuu digurile în larg şi de a se efectua în permanenţă dragări masive pentru întreţinerea navigaţiei maritime pe braţul Sulina, lucrări care antrenau cheltuieli mari, s-a încercat remedierea situaţiei defavorabile, prin diferite propuneri de soluţii în vederea ameliorării condiţiilor de navigaţie.

In diferite epoci, diferiţi autori au propus soluţii ale căror caracterizări sînt, în general, următoarele:

Canale cît mai scurte între braţul Sulina şi mare, în punctele unde nu s-ar face simţit efectul dăunător de împotmolire al braţului Staroe-Stambul. Prin aceste soluţii, se schimbă, de fapt, numai Gura Sulinei şi, ca atare, la vărsarea braţului în mare vor fi necesare o serie de lucrări de construcţii şi întreţinere, similare celor ce s-au făcut în trecut la gura actuală a Sulinei, la o scară, desigur mai redusă, drept consecinţă a îndepărtării efectului de împotmolire al braţului Staroe-Stambul.

Toate aceste propuneri au dezavantajul părăsirii portului Sulina şi a tuturor instalaţiilor sale, deoarece prin aceste soluţii portul va fi ocolit de trafic. (V. publicaţia Bara de la Sulina de ing. N. Greceanu, 1928).

S-a mai propus de către prof. Gr. Vasilescu soluţia transformării Canalului Sulina în canal maritim.

Cu toate discuţiile şi propunerile ce s-au făcut în repetate rînduri, încă de la începutul secolului nostru, situaţia la Gura Sulinei a continuat să se înrăutăţească şi adîncimea necesară navigaţiei nu a putut să fie menţinută decît cu cheltuieli mari de întreţinere şi printr-o continuă prelungire a digurilor în mare.

In prezent, cînd s-a depăşit cu mult durata prevăzută pentru viabilitatea lucrărilor de la Sulina, delta Chiliei s-a apropiat foarte mult, influenţînd grav ieşirea de la Sulina, adîncimea de navigaţie scăzînd periculos de mult.

III. Principii tehnice

Pentru a se înţelege procesul de transformare a condiţiilor de scurgere la Gura Sulinei în urma lucrărilor de regularizare a albiei şi de corectare a traseului, trebuie avute în vedere următoarele:

a) Tăierea meandrelor ducînd la scurtarea traseului, a dus inevitabil la mărirea pantei de scurgere (I), cunoscînd diferenţa fixă de cotă ce există între Ceatalul Sf. Gheorghe şi mare la un anumit debit (0,3 m la apele cele mai mici; 3,0 m la ape mari şi 4,5 m la ape mari, extraordinare).

b) Mărirea pantei (I) atrage după sine mărirea vitezei apei (v) pe cursul respectiv.

c) Mărirea pantei (I) duce totodată la mărirea forţei de antrenare $F = \gamma HI$.

d) Mărirea forţei de antrenare duce la spălarea fundului şi, deci, la adîncirea albiei cursului de apă.

e) Ca urmare directă a măririi pantei I şi, indirectă, a măririi forţei de antrenare, creşte debitul lichid al braţului supus lucrărilor de regularizare menţionat. Braţul Sulina neregularizat purta în anul 1857 7,5% din debitul total al Dunării, iar după corectarea traseului a crescut treptat pînă la 16% din debitul Dunării.

f) Prin acelaşi raţionament deducem o schimbare calitativă şi cantitativă a turbidităţii pe braţul respectiv.

Ca o consecinţă a măririi factorilor I, v şi R (raza hidraulică), ar urma o creştere a capacităţii de transport (turbidităţii) proporţională cu $v^{5/2}$ pentru aceeaşi particulă medie. In realitate, datorită măririi forţei de antrenare are loc o schimbare în granulometria tulburelii, marcată printr-o creştere a particulelor grosiere. Faţă de această schimbare a particulei medii, creşterea capacităţii de transport se atenuează, întrucît aceasta din urmă este invers proporţională cu caracteristica hidraulică (w) a particulei medii.

Prin urmare, creşterea efectivă a turbidităţii în funcţie de modificarea condiţiilor de scurgere nu poate fi determinată decît pe bază de măsurători. Concluzia este că, din cauza lucrărilor executate pentru corectarea traseului şi regularizarea albiei s-a format un alt profil de echilibru al cursului Dunării pe braţul Sulina, corespunzător pantei celei noi rezultate din scurtarea traseului.

Inginerul Hartley, atunci cînd evalua valabilitatea lucrărilor de amenajare a braţului Sulina la 50 de ani, se referea probabil tocmai la timpul în care cursul va ajunge la stabilizarea profilului de echilibru.

După stabilizarea acestui profil de echilibru nu mai are loc adîncirea albiei şi condiţiile de navigaţie nu se mai îmbunătăţesc.

IV. Factorii determinanţi pentru o nouă soluţie

Se impune, deci, să se reia problema ieşirii la mare şi să se găsească o soluţie care, cu investiţii cît mai mici şi cu cheltuieli de exploatare minime, să asigure ieşirea la mare pe o perioadă de 40—50 de ani, timp în care se va putea amenaja braţul Sf. Gheorghe pentru navigaţie.

În alegerea acestei soluţii trebuie să se ţină seamă de mai mulţi factori, şi anume:

— Gura actuală a braţului Sulina nu mai poate fi menţinută, deoarece bara s-a dezvoltat foarte mult în paralel cu creşterea debitului solid, sporit prin amenajarea braţului.

— Braţul Staroe-Stambul înaintează mereu şi, dacă deocamdată măreşte doar depunerile la Gura Sulinei, în scurt timp va închide golful Musura format la nord de Sulina şi va ocoli prin larg, jetelele existente, înaintînd spre sud.

— În lungul litoralului există un curent submarin, care, venind dinspre N.E., se frînge spre S, în dreptul gurilor Dunării.

— La sud de jetele, în zona Lacului Roşu, coasta este spălată de mare, probabil şi sub influenţa curenţilor locali formaţi de jetelele existente.

— Pentru realizarea unei noi ieşiri la mare, trebuie să se evite formarea barei, respectiv să se admită pe canal un debit solid cît de mic.

V. Propunerea soluţiei

Ţinînd seamă de consideraţiile de pînă aici, se propune, cu titlul de provizorat, adoptarea unei soluţii ieftine, atît ca investiţii cît şi ca exploatare, pentru ieşirea la mare şi care constă în:

Construirea unui canal navigabil în curent liber (neecluzat) cu pantă, debit şi viteză reduse, în care astfel să se limiteze accesul aluviunilor grosiere. Canalul (fig. 1) va pleca din braţul Sulina spre sud, chiar imediat din partea de vest a portului Sulina, pentru a porni de la o cotă cît mai joasă a nivelului apei.

Reducerea debitului lichid şi solid al acestui canal se va realiza prin:

a) efectuarea unei prize inverse (axul formînd un unghi obtuz cu direcţia de curgere a braţului Sulina);

b) prin lungirea traseului canalului prin arcuire de la priză şi pînă la mare, se va realiza o micşorare de cîteva ori a pantei superficiale, în comparaţie cu aceea a braţului Sulina cuprinsă între priză şi mare (cel puţin de trei ori).

Debitul redus al canalului (viteză mică) va duce la micşorarea debitului solid şi, deci, a depunerilor în lungul traseului şi la gură.

Pentru limitarea accesului în canal a debitului solid grosier tîrît pe fund, pe lîngă curentul redus al prizei, se va prevedea eventual un lanţ de panouri Potapoff pe braţul Sulina, la gura prizei, înclinat cu circa 20^0 faţă de firul apei, păstrînd o deschidere de circa 80—100 m pentru trecerea vapoarelor.

Ca o variantă, urmărind acelaşi scop, se poate propune în locul acestei construcţii mobile (panourile Potapoff) o construcţie fixă sub forma unui deversor lateral în trepte, dispus ca un pinten, în prelungirea digului de pe malul drept al canalului Sulina la punctul de ramificaţie al canalului de derivaţie. Acest deversor permiţînd o admisie uniform gradată în lungul lui, a debitului din braţul Sulina în canalul de derivaţie şi numai din straturile superioare de apă, va opri antrenarea materialului grosier în canal, iar prin deschizătura lăsată pentru navigaţie, nu va mai intra decît un debit lichid neglijabil.

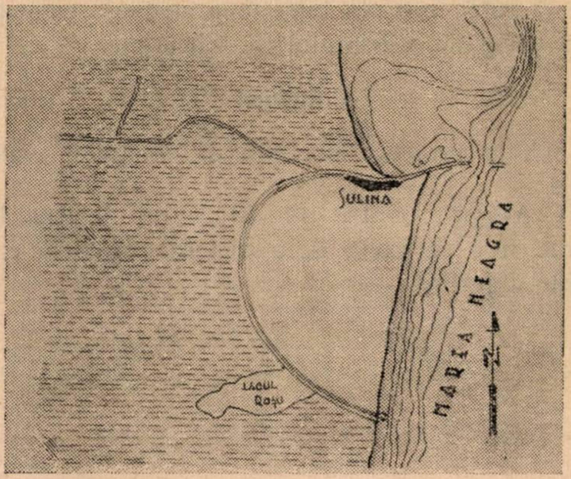


Fig. 1. Noul canal propus

Se atrage atenţia asupra faptului că, în soluţia propusă, numai braţul Sulina şi nu canalul de derivaţie este menit să transporte în mare cea mai mare parte a debitului lichid, deci şi a aluviunilor.

Gura canalului va fi permanent spălată de curenţii ce se formează la sud de digurile Suliniei şi care, în prezent, provoacă eroziuni ale malului mării.

Circulaţia prin canal a vaselor de mare spre şi dinspre porturile Brăila şi Galaţi se va face folosind rondoul de întoarcere existent în portul Sulina.

Superioritatea soluţionării „ieşirii la mare“ propusă prin această expunere prezintă următoarele avantaje:

a) Derivaţia canalului propus se amplasează în amonte, în imediata apropiere a portului Sulina, care îşi va putea păstra astfel toate funcţiunile pe care le are în prezent pentru satisfacerea navigaţiei la gurile Dunării.

b) Secţiunea transversală a canalului va fi dimensionată conform nevoilor navigaţiei, fiind prin urmare mai mică decît în alte soluţii propuse şi, deci, cheltuielile de investiţii mai mici.

c) Debitul solid din canal fiind mai redus faţă de alte soluţii propuse, cheltuielile de întreţinere vor fi şi ele mai mici.

d) Prin construirea canalului cu derivaţie din imediata apropiere a portului Sulina şi arcuit pînă la mare se îndiguieşte o suprafaţă de circa 7 000 ha în sudul portului Sulina.

e) Un avantaj important al acestei soluţii constă în faptul că lucrările necesare au un cost redus şi pot fi executate urgent şi foarte uşor. In cazul cînd braţul Staroe-Stambul, după o perioadă de 40—50 de ani, va continua să împotmolească şi zona de la sud de digul Sulina, se va putea executa între timp amenajarea pentru navigaţie a braţului Sf. Gheorghe.

Concluzii

Soluţia propusă prezintă următoarele avantaje:

1. Asigură pentru 40—50 de ani ieşirea la mare, fără pericolul de a se forma bara la capătul digurilor.
2. Se menţin toate lucrările executate pe braţul Sulina.
3. Se utilizează oraşul şi portul Sulina cu toate instalaţiile lor.
4. Este ieftină şi uşor realizabilă.
5. In viitor, dacă înaintarea spre sud a braţului Staroe-Stambul va fi oprită prin obstacolul ce-l prezintă jetelele Sulinei sau prin eventuale alte construcţii, lucrările ieftine propuse în această soluţie vor rămîne definitive.

Pentru precizarea condiţiilor în care ar funcţiona soluţia propusă, se impune o încercare a soluţiei într-un laborator hidrotehnic, sau o experimentare în natură cu dimensiuni reduse.

★

О СУДОХОДСТВЕ ПО РУКАВУ СУЛИНА

После изложения ряда соображений общего характера, авторы описывают прошлое и настоящее положение работ по регулированию русла рукава Сулина.

Излагаются технические основы условий преобразования процесса стока посредством работ по регулированию русла и корректирования трассы и выдвигаются практические предложения по улучшению условий судоходства.

BETRACHTUNGEN ÜBER DIE SCHIFFFAHRT IM SULINA-ARM

Nach einigen allgemeinen Betrachtungen, erörtern die Verfasser den vergangenen und heutigen Stand der Arbeiten zur Regelung des Bettes des Sulina-Armes.

Es werden die technischen Prinzipien der Anderungsbedingungen des Abflusses gezeigt, welche durch die Regulierungsarbeiten im Bett und am Flusslauf erreicht wurden und gleichzeitig praktische Vorschläge für die Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse, gemacht.

Despre calculul distanței de protecție sanitară la drenuri pe pat orizontal

Conf. ing. **D. Cioc** şi conf. ing. **P. Trofin**

In practică se prezintă două scheme principale de captări prin drenuri aşezate pe pat orizontal:

— drenuri paralele cu un rîu care captează apă prin infiltraţie din rîu;

— drenuri care captează apă dintr-un bazin subteran alimentat prin infiltraţie de apele căzute pe suprafaţa terenului.

Calculul distanţei de protecţie sanitară se poate face pentru ambele scheme după metoda expusă în articolul din nr. 1/1956 al revistei „Hidrotehnica". Formula care se obţine este cunoscută, însă interpretarea şi aplicarea ei pun probleme noi, care fac obiectul articolului de faţă.

Prima dintre schemele prezentate este mai clară în ceea ce priveşte condiţiile la limită şi se poate trata prin calcul mai uşor. Admiţînd că mişcarea apei spre dren, cel puţin în zona centrală unde vitezele sînt mai mari, este o mişcare plană, ecuaţia curbei de depresiune se scrie (fig. 1) :

$$h^2 = h_0^2 + \frac{2q}{k} \cdot x, \qquad (1)$$

în care q este debitul specific captat de dren pe partea dinspre rîu.

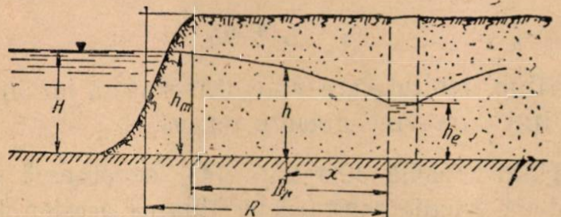


Fig. 1.

Din ecuaţia (1) se poate calcula viteza apei:

$$v = -\frac{q}{h} = -k\frac{\mathrm{d}h}{\mathrm{d}x} = -\frac{q}{\sqrt{h_0^2 + \frac{2q}{k}x}}. \qquad (2)$$

Formula pentru calculul distanţei de protecţie se obţine din ecuaţia timpului:

$$T = p\int_{L_1}^{L_2} \frac{\mathrm{d}x}{v} = p\int_{D_r}^{0} -\frac{\mathrm{d}x}{\frac{q}{\sqrt{h_0^2 + \frac{2q}{k}x}}},$$

care, integrată, dă:

$$T = \frac{pk}{3q^2}\left[\left(h_0^2 + \frac{2q}{k}D_r\right)^{3/2} - h_0^3\right].$$

Înlocuind paranteza mică după (1), se obţine relaţia cunoscută:

$$T = \frac{pk}{3q^2}\left(h_m^3 - h_0^3\right). \qquad (3)$$

Cu ajutorul acestei relaţii se pot rezolva o serie de probleme referitoare la determinarea distanţei de protecţie sanitară la drenuri.

1. Problemă de proiectare: se cunosc H, k şi h_0 (care, în funcţie de H, nu poate depăşi o anumită limită) şi în condiţiile date se cere să se determine debitul care se poate capta şi distanţa de protecţie.

Debitul maxim care se poate capta, cu respectarea condiţiei sanitare care cere ca apa să nu ajungă la dren mai devreme de timpul T, se obţine din ecuaţia (3) în care, la limită se ia:

$$h_m = H$$

şi se obţine:

$$q_m = \sqrt{\frac{pk}{3T}\left(H^3 - h_0^3\right)}. \qquad (4)$$

Distanţa la care trebuie aşezat drenul de la rîu pentru ca să fie respectată condiţia sanitară, rezultată din ecuaţia (1) :

$$D_r = k\frac{H^2 - h_0^2}{2q_m}. \qquad (5)$$

2. Problemă de verificare şi determinarea perimetrului de regim sever la un dren existent.

Se cunosc q, H şi h_0 şi distanţa R de la rîu pînă la dren; se cere să se verifice îndeplinirea condiţiei sanitare şi se fixează dimensiunile perimetrului de regim sever.

Cu datele cunoscute şi în ipoteza alimentării dintr-o singură parte, se poate determina în primul rînd k din ecuaţia (1).

$$k = \frac{2qR}{H^2 - h_0^2}. \qquad (6)$$

Se poate calcula apoi debitul maxim, care se poate capta în situaţia dată, cu respectarea condiţiilor sanitare, cu ajutorul ecuaţiei (4).

Dacă :

$$q > q_m,$$

înseamnă că nu este respectată condiţia sanitară şi debitul captat trebuie micşorat pînă la valoarea q_m, iar drenul lungit în mod corespunzător, pentru a obţine debitul total de care este nevoie.

Dacă :

$$q < q_m,$$

înseamnă că perimetrul de regim sever nu trebuie să se întindă pînă la rîu, ci pînă la o distanţă mai mică ce se poate calcula din ecuaţia (1).

Formula care rezultă este:

$$D_r = \frac{kh_0^2}{2q}\left[\left(\frac{3q^2T}{pk\,h_0^3} + 1\right)^{2/3} - 1\right].$$

Ea poate fi scrisă sub forma:

$$D_r = \frac{1}{2}\,\frac{k \cdot h_0^2}{q}\left[\left(\frac{3qT}{pk\,h_0} \cdot \frac{1}{\frac{k\,h_0^2}{q}} + 1\right)^{2/3} - 1\right], \qquad (7)$$

care poate fi pusă într-un grafic în funcţie de $\frac{kh_0^2}{q}$ şi $\frac{3qT}{pk\,h_0}$.

Formulele de calcul şi metodele indicate mai înainte pot fi aplicate în mod acoperitor pentru calculul distanţei de protecţie sanitară la drenuri pe pat orizontal care captează apa din bazin subteran.

Posibilitatea aplicării lor şi la acest caz se justifică în felul următor.

Dacă pentru această schemă de captare se face la început abstracţie de alimentarea superficială, bazinul subteran, înainte de captare, poate fi închipuit ca un lac întins teoretic pînă la infinit.

După captare, mişcarea care rezultă este nepermanentă, zona afectată de ea mărindu-se teoretic continuu în jurul drenului.

În realitate însă, această zonă se mărgineşte în cele din urmă în medie, pînă la limitele din care se face alimentarea drenului din apele infiltrate, unde se poate considera că adîncimea curentului subteran devine egală cu H — grosimea medie a stratului de apă.

Pînă la această limită se întinde zona de influenţă a drenului.

Aplicarea formulei (4) pentru cazul drenului în bazin presupune că:

a) Distanţa de protecţie sanitară (de ordinul 50—200 m) este în limitele zonei de influenţă, ceea ce este totdeauna adevărat.

b) Adîncimea curentului este egală cu grosimea stratului la o distanţă egală cu distanţa de protecţie, deci mai mare decît adîncimea reală, ceea ce justifică posibilitatea aplicării în mod acoperitor a formulelor propuse.

c) Alimentarea superficială a încetat pe întinderea perimetrului de regim sever.

Calculul distanţelor de protecţie spre terasă şi a distanţei laterale spre capetele drenului impune o dezvoltare matematică mai laborioasă, în care să se introducă influenţa pe care o au capetele drenului.

Ţinînd seama de spectrul hidrotehnic al mişcării, apreciem în mod calitativ, că distanţa de protecţie sanitară spre terasă trebuie să aibă o valoare mai mare în dreptul capetelor drenului, scăzînd apoi spre mijloc.

În mod aproximativ se poate admite că la capetele captării drenul ar fi înlocuit cu un puţ, avînd diametrul şi caracteristicile hidrodinamice (H, h_0, k) ale drenului şi care ar capta debitul care rezultă din curba de debit $Q=f(s)$ a puţului, la înălţimea h_0 de intrare a apei.

Pe baza acestor elemente, distanţa de protecţie spre terasă poate fi determinată după metoda şi cu graficele indicate în articolele publicate în nr. 1 şi 2/1956 ale revistei „Hidrotehnica“ *).

În ceea ce priveşte distanţa laterală de protecţie, se poate admite valoarea medie între distanţa spre rîu şi cea spre terasă.

În cazul drenurilor aşezate în strate de apă, cu patul impermeabil orizontal şi care sînt alimentate atît dinspre rîu cît şi dinspre terasă, se va considera că debitul q_m captat de dren este suma a două debite:

$$q_m = q_r + q_t,$$

q_r fiind debitul care vine dinspre rîu, iar q_t— debitul care vine dinspre terasă.

Ţinînd seamă de relaţia (4), se observă că a doua ecuaţie pentru determinarea acestor debite este:

$$\frac{q_r}{q_t} = \sqrt{\frac{k_r}{k_t}},$$

în care k_r şi k_t sînt coeficienţii de infiltraţie medii dinspre rîu, respectiv dinspre terasă. Cu fiecare dintre aceste debite se determină separat distanţa de protecţie sanitară aplicînd formula (5).

Distanţa de protecţie laterală se va determina şi în acest caz ca media aritmetică a celor două valori.

Procedeele de calcul simplificatoare adoptate în cele arătate mai înainte pot servi deocamdată la determinarea mărimii zonelor de protecţie ale captărilor cu drenuri.

Urmează ca într-un studiu ulterior să se cerceteze mai amănunţit atît pe cale teoretică, cît şi prin verificare experimentală pe model, problema unei dimensionări mai exacte a zonelor de protecţie.

Bibliografie

*** : Propuneri de normativ pentru determinarea întinderii zonelor de protecţie sanitară la captările de apă potabilă din pînze subterane, C.S.A.C.

Carafoli E. şi *Oroveanu T.:* Mecanica fluidelor.

Certousov M. D.: Curs special de hidraulică.

---

*) Procedeul de calcul indicat în nr. 1 al revistei „Hidrotehnica“ va servi pentru cazul drenurilor în bazin, iar procedeul indicat în nr. 2 va servi pentru cazul drenurilor aşezate lîngă rîu.

* * *

РАСЧЕТ САНИТАРНОЙ ЗАЩИТНОЙ ЗОНЫ ДЛЯ ДРЕНАЖА НА ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ПОСТЕЛИ

На основе известной формулы времени истечения исследуется вопрос санитарной защитной зоны для дренажей, расположенных на горизонтальной постели, причем даются формулы и методы расчета.

ÜBER DIE BERECHNUNG DER SANITÄREN SCHUTZZONEN UM SICKERFASSUNGEN AUF WAAGERECHTER UNDURCHLÄSSIGER SOHLE

Es werden Formeln und Verfahren für die Berechnung der sanitären Schutzzonen, um Sickerfassungen auf waagerechter undurchlässiger Sohle, auf Grund der Durchlaufzeit des Grundwassers, festgestellt.

Considerații pentru amenajarea complexă a Deltei Dunării

Conf. ing. I. VLADIMIRESCU

A. CONSIDERAȚII GENERALE

Delta Dunării, după cum se prezintă în urma ridicărilor hidro-topografice din ultimele decenii, este formată dintr-un teritoriu plan aproape de nivelul mării, încadrat la nord și la sud de regiuni cu mult mai înalte. In zbor de pasăre distanța de la capătul amonte al Deltei și pînă la mare atinge 74 km *).

In partea sa sud-vestică, Delta prezintă o evazare ce se întinde pînă la complexul lacurilor Razelm-Sinoe. Marginal teritoriului curg brațele: Chilia la nord și Sf. Gheorghe la sud, iar pe mediană brațul Sulina. In felul acesta, Delta este compartimentată în trei mari insule sau ostroave, și anume: insula Letea, insula Sf. Gheorghe și insula Dranov mărginită la vest de malul lacului Razelm.

Fiecare dintre aceste insule se împarte în numeroase compartimente secundare prin așa-numitele „grinduri", constituite din fîșii mai înalte de teren, mai mult sau mai puțin continue, unele longitudinale, iar altele transversale pe direcția generală de scurgere a apelor.

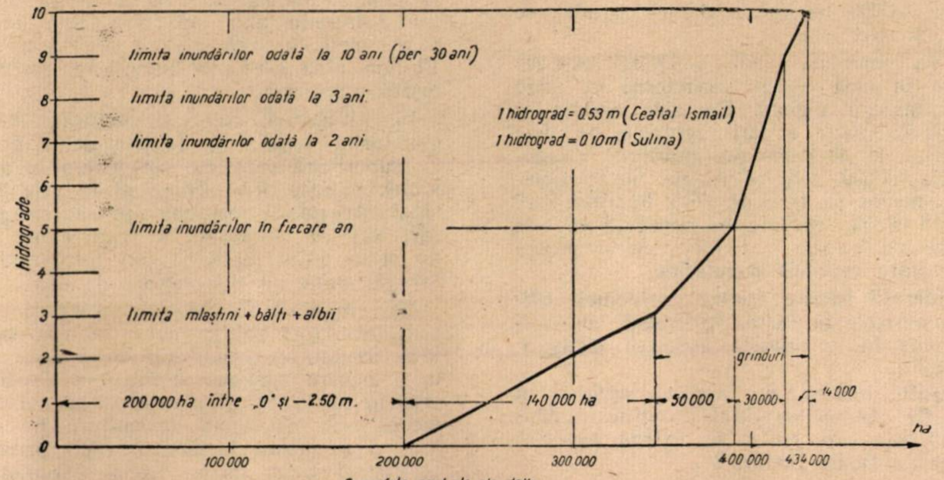


Fig. 1.

O infinitate de gîrle naturale, ghioluri, bălți, mlaștini și un număr de canale de alimentare-evacuare, constituie înafara brațelor fluviului, fondul hidrografic al acestui vast teritoriu.

Brațul nordic al Dunării, Chilia, este cel mai important braț deoarece conduce 67,5% din debitele fără revărsare ale Dunării, are ramificații care dau loc pe parcurs la ostroave de mari întinderi; la contactul cu marea, ramificația este atît de numeroasă, încît avem de-a face chiar cu o deltă de proporții mai mici.

Brațul Sulina are debitul cel mai mic, 15,3% din debitele Dunării, cu un traseu rectificat și profil calibrat pentru navigația maritimă; gura sa este amenajată cu diguri care pătrund în mare, în scopul atingerii adîncimilor cerute de navigație (24 picioare).

Brațul Sf. Gheorghe, 17,3% din debitele Dunării, are un curs unic, prezintă însă pe jumătatea sa inferioară numeroase meandre.

Teritoriul Deltei, ca întindere și relief, este redat în graficul din fig. 1 în funcție de hidrograde și de nivelul mării.

Suprafața totală a ceea ce poate fi considerată ca deltă a Dunării se ridică la circa 4 340 km² față de circa 6 600 km², cît este delta fluviului Volga, și de circa 26 700 km², cît este delta Nilului.

Intre limitele suprafeței de 4 340 km² și chiar înafara sa, uscatul, marea și apele fluviului s-au înfruntat în permanență și, cu toate barierele ridicate în calea lor, apele fluviului au înaintat încet, dar sigur, tot mai adînc în mediul marin.

Avansul Deltei în mare și formarea celor trei brațe principale s-au produs în mod conjugat în măsura în care gradientul hidraulic a avut posibilitatea să crească pe o direcție sau alta. La început, cînd Delta era doar o lagună limitată către mare de istmul continental Chilia-Stipoc și de cordoanele litorale Letea-Caraorman, s-a dezvoltat brațul Sf. Gheorghe datorită faptului că pe această direcție se găsea însăși gura lagunei. Cu timpul, cu formarea succesivă a unor delte secundare, acest braț a avut posibilitatea să lase cu mult în urmă limita estică a lagunei, astfel încît gradientul hidraulic pe direcția actualelor brațe Sulina și Chilia a căpătat o valoare atît de mare, încît curenții fluviali din lagună au reușit să străpungă barierele uscatului și ale cordoanelor litorale. Dezvoltarea Deltei a continuat apoi intens tocmai pe aceste două direcții ca urmare a captării majorității debitului lichid și solid.

In felul acesta, s-a conturat întîi brațul Sulina și apoi brațul Chilia, care activează și în epoca noastră cu mare intensitate prin delta sa secundară, pentru a realiza alinierea cu restul litoralului.

Vechimea Deltei — ca ordin de mărime — din era existenței sale ca lagună și pînă în zilele noastre poate fi calculată, admițînd că curbele batimetrice de ordin superior, au fost la început mai apropiate de fostele cordoane litorale (astăzi grindurile marine Letea și Caraorman), că laguna putea avea o adîncime medie de ordinul adîncimii fluviului, că acțiunea curenților marini asupra spălării aluviunilor era redusă și că debitul mediu anual solid ar fi putut să dubleze pe cel din epoca noastră.

In această ipoteză formarea Deltei se încadrează în decursul a mai bine de 300 000 ani.

B. PROBLEMA AMENAJĂRILOR HIDROAMELIORATIVE (AGRICOLE) IN DELTĂ

Una dintre preocupările și sarcinile agriculturii noastre, așa după cum rezultă din importantele Directive ale partidului și guvernului, constă în sporirea substanțială a suprafeței agricole a țării.

---

*) Intre Ceatalul Ismail și Sulina.

In sensul acestor sarcini, se analizează aici posibilităţile principiale de a obţine în Deltă terenuri noi pentru agricultură, nu numai pentru satisfacerea nevoilor locale, şi imediate dar şi pentru celelalte cerinţe de viitor mai îndepărtat ale ţării.

1. **Situaţia actuală a terenurilor agricole.** Din punct de vedere agricol, Delta este regiunea din ţară cea mai slab dezvoltată; ea dispune abia de 26 000 ha *), şi anume:

teren arabil	11 320 ha
păşuni şi fîneţe	14 470 ha
vii şi livezi	210 ha

Numai 5 300 ha sînt scoase de sub regimul de inundaţie al fluviului, restul suprafeţei agricole se inundă periodic.

Inundarea tuturor terenurilor din Deltă, după datele hidrografice ale ultimelor trei decenii (1920—1950), are loc după următoarele frecvenţe:

— suprafaţa de 390 000 ha (sub 5 hidrograde) se inundă în fiecare an;

— suprafaţa de 44 000 ha (peste 5 hidrograde) se inundă între doi şi zece ani.

Ţinînd seamă că suprafaţa totală a Deltei este de 434 000 ha, apare în mod evident caracterul de mare inundabilitate al întregii regiuni. De aici rezultă şi faptul că în această parte a ţării centrele populate sînt extrem de rare şi de depărtate, numărul locuitorilor atingînd abia 47 000, ceea ce revine la 11 locuitori/km^2, faţă de media pe ţară de 66,8 locuitori/km^2.

Cu toată această slabă densitate, se constată că cele 6 400 ha cultivate cu cereale sînt insuficiente pentru a asigura ele singure cerinţele populaţiei

2. **Scurte consideraţii istorice asupra problemei cîştigării de terenuri agricole în Deltă.** In trecut, au existat unele preocupări în ce priveşte aspectul cîştigării de terenuri în Deltă.

Acest lucru rezultă indirect din lucrarea apărută în anul 1910 a dr. Gr. Antipa ,cu titlul „Regiunea inundabilă a Dunării“, din care redăm în extras capitolul „Este posibil secarea Deltei Dunării ?“.

„Toate acele suprafeţe, scrie dr. Gr. Antipa, despre care mereu ni se spune că zac neproductive şi că nu „aşteaptă decît venirea capitalurilor străine“, pentru a fi transformate „în partea cea mai fertilă a ţării“, nu sînt în realitate decît nişte imense suprafeţe de stuf, care cresc pe o pătură formată din începutul de turbificare a rizocenelor şi resturilor stufului vechi — numit plaur — şi care pluteşte deasupra bălţilor Deltei Dunării.

Mlaştinile Deltei, despre care se spune că trebuesc desecate, sînt în realitate bălţi mari permanente şi cele mai adînci din tot cursul Dunării, avînd o adîncime medie de 1,80 m sub nivelul Mării Negre, deci de cel puţin 2—2,5 m sub etiajul Dunării.

In urma acestor constatări nu cred că mai am nevoie să insist mult pentru a arăta că desecarea Deltei Dunării, apărarea ei cu diguri contra inundaţiilor şi transformarea bălţilor ei în terenuri agricole este o adevărată utopie. Chiar dacă ne-ar fi putinţă să scurgem şi să pompăm afară toată această cantitate enormă de apă — avem a face cu o suprafaţă de peste 300 000 ha — fundul acestor bălţi este cu 1,80 m sub nivelul mării Negre şi deci cu mai bine de 2—2,5 m sub nivelul apelor celor mai scăzute ale Dunării şi cum pe de altă parte malurile bălţilor sînt în mare parte permeabile, este mai mult decît sigur că în cel mai scurt timp apa din Dunăre şi mare ar străbate prin infiltraţie din toate părţile înapoi în ele. Deasemenea, apele provenite din ploi şi zăpezi care cad, neavînd nici o scurgere, s-ar acumula din nou în aceste bălţi, aşa că în cel mai scurt timp, în loc de terenuri arabile, am transforma bălţile productive de azi ale Deltei în adevărate mlaştini.

Dar chiar dacă am putea face diguri noi cu totul impermeabile cu fundamente adînci, chiar şi cimentate, etc. şi dacă am avea putinţa de a scurge şi a pompa apa afară din polderuri, toate apele atmosferice, pămîntul pe care l-am cîştigat ar fi totuşi, după cum s-a arătat mai sus, un pămînt de cea mai proastă calitate, mai inferior chiar decît pămîntul din turbierele Germaniei, care, cu toată cultura mare de acolo, cu tot capitalul abundent şi eftin şi cu toată valoarea mare pe care o are pămîntul în acea ţară, tot a rămas în cea mai mare parte şi va rămîne încă mult timp necultivat.

Inafară de nămolul gras (sapropel) şi de plaurul cu care e el acoperit, cea mai mare parte din pămîntul din fundul bălţilor — care, relativ nu de mult timp, era încă în fund de mare — este un pămînt sărac.

Cînd s-a făcut de C.E.D. tăietura de la marele M în canalul Sulinei, s-a scos cu draga de sub lacul Obretin şi înainte pînă după mila 18-a un pămînt atît de sărat, încît cu toată căldura verii a trebuit mai bine de 10 luni pînă s-a putut usca, căci sarea din el atrăgea mereu umezeala.

De altminteri, chiar şi pămîntul de pe multe din grindurile deltei este departe de a fi de calitate atît de superioară cum sînt în general pămînturile de aluviune, el este prea nisipos şi în cele mai multe locuri sărat. Aceasta a fost una din cauzele principale pentru care cei ce obţinuseră în concesiune desecarea deltei nu şi-au putut plasa nicăieri întreprinderea şi au căutat că scape cît mai repede de ea.

Dar, în fine, să presupunem că şi pămîntul obţinut prin desecarea bălţilor ar fi de cea mai perfectă calitate, că am avea mijlocul de a face toate cheltuielile mari pentru spălarea sărăturilor şi am putea să distrugem tot stuful şi plaurul de pe el, putînd astfel să facem cea mai bună agricultură pe dînsul şi totuşi încă o asemenea lucrare, întrucît priveşte insula Ceatalului şi Letii, nu ar trebui executată, căci prin aceasta s-ar aduce cea mai mare lovitură navigaţiei pe canalul Sulinei, pe unde se face aproape tot exportul nostru de cereale. Ce pagubă ar reprezenta aceasta pentru economia noastră generală cred că nu mai am nevoie să arăt“.

Dr. Gr. Antipa, autorul cărţii citate, nu era de părere — după cum se vede — că Delta Dunării ar putea fi dată în folosinţă agricolă, dintr-un motiv sau altul.

Pe linia studiiilor din trecutul mai apropiat asupra cîştigării de terenuri în Deltă, vom mai menţiona „Schiţa planului de amenajare a Deltei“, întocmită în anul 1954 de Direcţia Generală Hidrometeorologică.

Acest studiu propune cîştigarea numai a circa 11 000 ha terenuri noi prin îndiguiri, exploatate în parte şi din punct de vedere piscicol. In „Schiţă“, accentul principal de amenajare a Deltei este de fapt pus pe aspectul piscicol şi stuficol.

3. **Exemple hidroameliorative cu aspect agricol.** Excesul de umiditate a solului, datorită frecvenţei mari a inundaţiilor cu ape de suprafaţă sau subterane, poate fi îndepărtat prin amenajarea unor incinte îndiguite şi desecate, în mod natural sau artificial, consituind ceea ce, în general, poartă numele de „poldere“.

Pe teritoriul ţării noastre se află astfel de exemple chiar la o scară destul de mare, cum sînt recîştigarea terenurilor pentru agricultură din cîmpia de vest a ţării, sau aceea din albia majoră a Dunării. De peste hotare, vom menţiona terenurile care au fost succesiv fund de lac şi apoi fund de mare, şi anume amenajările din Olanda, în Golful Zuiderzee.

In scopul formării unei păreri mai juste asupra stadiului actual al posibilităţilor tehnico-economice privind afectarea agriculturii a unor terenuri cu exces de umiditate sau chiar inundate permanent, redăm cîteva date caracteristice ale exemplelor mai sus — menționate.

---

*) După datele „Schiţei de amenajare a Deltei Dunării“ D.G.H., 1954.

— Terenul cultivat astăzi, pe o mare întindere în vestul țării noastre și în R.P.U. de-a lungul malului stîng al rîului Someș pe o lungime de peste 30 km (Comuna Vetiș — Comuna Ecsed) și cu o lățime ce atinge orașul Carei, cuprindea încă în secolul trecut — așa-numita baltă Ecsed, în suprafață de circa 40 000 ha.

„Privită de pe o colină *) întreaga baltă apărea ca o mare de stuf, ondulată de adierele vînturilor", ...„mirajul fosforescenței gazelor ce emanau din baltă a stors uimirea spectatorului prin aspectul feeric ce-l prezentau aceste emanațiuni, mai ales în timpul nopții". De multe ori, apa ridica la suprafață insule plutitoare de stuf, denumite local „lap mișcător" (plaur plutitor).

Balta sa-a format de fapt într-o depresiune ușoară, alimentată de apele rîului Crasna și de revărsările frecvente ale rîului Someș. In timpul inundațiilor suprafața acoperită de ape depășea balta propriu-zisă, atingînd uneori chiar 200 000 ha.

Pentru a se reda culturilor agricole Balta Ecsed, al cărei teren constituit din restul de vegetale putrezite și nămol era cunoscut locuitorilor pentru marea sa fertilitate și pentru a se apăra contra inundațiilor regiunea întreagă, s-au înfăptuit în perioada 1895—1913 următoarele obiective.

a. Suprimarea alimentării cu apă a bălții, prin mutarea cursurilor de apă Crasna, Homorod, Valea Sărată etc. și prin îndiguirea malului stîng al rîului Someș.

b. Drenarea terenului prin trei canale principale (Lapi, Keletti, Tyucodi) și construcția unei mari stații de pompare a apei interne, cu o capacitate de 9 m^3/s, la Moftinul mic (0,25 l/s/ha).

Volumul terasamentelor s-a ridicat la circa 11 milioane mc, iar costul total al lucrărilor, la circa 500 milioane lei (una cor. aur — 32 lei aur).

Pămîntul recuperat de pe teritoriul bălții s-a dovedit excepțional de bun, în special pentru culturile de cînepă, cartofi, sfeclă, porumb. Prin planul hidroameliorativ de dată recentă s-a prevăzut o nouă fază de lucrări în scopul sporirii eficienței agricole a acestor terenuri.

— La Zuiderzee, în trecut, massa de apă din această depresiune nu avea nici o legătură cu Marea Nordului, fiind un lac interior. Treptat însă, marea, prin acțiunile ei de flux și reflux a erodat dunele despărțitoare și a format cunoscutul golf în suprafață de peste 400 000 ha.

Nevoia acută de terenuri arabile ale Olandei au pus însă problema recîștigării spațiului cucerit, cu multe secole înainte, de marea învecinată și, prin aceasta, să dea în folosință agricolă fundul acoperit de ape.

Problema trebuia soluționată, o dată din punct de vedere hidrotehnic și, altădată, din punct de vedere agricol, aceasta întrucît era nevoie de a transforma un sol argilos foarte salinizat de apa mării, într-un sol agricol cu structură normală.

Lucrarea hidrotehnică de bază a fost construirea unui dig în lungime de 27 mile care să închidă golful, refăcînd astfel în mod artificial dunele din trecut. Digul a fost început în anul 1923 și a durat pînă în anul 1932, nu însă mai înainte de a învinge dificultățile enorme provocate de mișcarea neîntreruptă de flux-reflux și de curenții de o extraordinară forță de antrenare care luau naștere în sectoarele unde digul nu fusese încă construit.

La adăpostul acestui dig s-au construit altele mai mici, cîștigînd astfel polderul Wieringermeer de circa 20 000 ha în anul 1932 și polderul de „Nord-Vest", de circa 46 000 ha, în anul 1942.

Problema evacuării apelor aflate în cele două incinte și menținerea nivelului apei din sol la o adîncime de circa 1,5 m s-a realizat prin puternice stațiuni de pompare, rețele de șanțuri și drenuri.

Astfel, la Wieringermeer s-au instalat două stațiuni de pompare cu o capacitate totală de 29 m^3/s (1,45 l/s/ha), care au funcționat continuu timp de 8 luni pentru a evacua apa din acel polder; s-au dragat și săpat canalele de desecare în lungime de circa 40 000 km (2 km/ha). Desalinizarea solului s-a obținut prin spălarea și drenarea lui în decurs de cîțiva ani. O dată cu construcția de drumuri, poduri, centre populate, ferme, plantații etc., terenul a început să fie cultivat treptat, conform asolamentelor studiate mai înainte într-o stație experimentală.

La polderul Nord-Est, capacitatea celor trei stații de pompare totalizează 38 m^3/s (0,8 l/s/ha) avînd în vedere că inițial acest polder avea un caracter de cîmpie înmlăștinită.

Astăzi, Olanda posedă, după o luptă cu forțele naturii, o nouă suprafață arabilă de circa 66 000 ha.

4. **Considerații pentru extinderea terenurilor agricole în Deltă.** In concepția studiului de față, se apreciază că suprafața brută din Deltă, care poate avea o folosință principală în agricultură, este de circa 55 000 ha, înafară de suprafețele indiguite pînă acum.

Alegerea terenurilor care totalizează suprafața de mai sus, are la bază următoarele considerente specifice:

a) Delta cuprinde compartimentul Pardina indiguit în mod natural de grindurile de origină aluvionară de-a lungul brațului Chilia și de vechile resturi ale uscatului, cunoscute sub numele de grindul Stîpoc și grindul Chilia.

Cum aceste grinduri se găsesc la cote destul de ridicate, 7—8 hidrograde, compartimentul Pardina poate fi integral și ușor ferit de inundația apelor de suprafață prin lucrări de închidere a gurilor celor cîteva gîrle și prin supraînălțarea grindurilor.

Lățimea foarte mare a grindurilor elimină total pericolul ruperilor, iar curba de infiltrație pentru apele mari obișnuite coboară în așa măsură, încît menținerea prin pompaj a nivelului freatic — la cote convenabile în interiorul incintei — este mult ușurată.

Din punctul de vedere al structurii geologice și al compoziției solului, în ostrovul Pardina găsim o formație de bază aluvionară și una superficială construită din solul plaurului plutitor.

In lucrarea „Stuful și valorificarea lui", Ed. Tehnică 1953, se arată că solul plaurului plutitor are următoarea compoziție:

humus	60—80 %
resturi organice	20—40 %
aluviuni	6,7— 7 %

și cu un mare conținut de nitrați, fosfați, carbonați și potasiu.

Solul de plaur — după articolul „Stuf, plaur și pescării în delta Dunării" de prof. C. S. Antonescu și Dr. L. Rudescu, — constituie un excelent mediu aerob și o rezervă uriașă de săruri minerale, suficiente pentru 50—60 ani de recolte bogate, fără nici un adaos de îngrășăminte naturale sau artificiale.

Perioada de secetă 1946—1950 a contribuit la fixarea definitivă a plaurului plutitor pe mari suprafețe, ceea ce constituie de asemenea condiții și mai propice pentru scopul urmărit.

Din punctul de vedere al fondului piscicol și hidrografic, ostrovul Pardina cuprinde un număr de ghioluri de întindere foarte redusă, ca și numeroase gîrle și sahale. Ghiolurile reprezintă mai puțin de o zecime din suprafața totală a ostrovului și provin în mod natural din acumularea apelor superficiale de inundații, în depresiunile de mică adîncime (1—1,5 m) ale terenului.

Producția medie piscicolă este minimală (sub 10 kg/ha), densitatea populației piscicole fiind foarte redusă.

---

*) Balta Ecsed, ing. V. Bogdan-Cenei, 1932

Gîrlele şi sahalele — dirijate aproape în totalitatea lor pe direcţia generală de scurgere a apelor vest-est —prezintă o densitate mare, dar sînt în parte împotmolite prin efectul procesului de aluvionare, mai activ în această regiune cvasi-indiguită. Intr-o amenajare insubmersibilă, toate gîrlele şi sahalele cu mici amenajări vor constitui ele singure, reţeaua principală de drenare a întregului ostrov.

b) Delta cuprinde terenuri, vecine unor regiuni neinundabile, ca acelea de la nord-estul capului Marghiol-Dunavaţ, ca şi ostrovul Torba Goală de cote mai ridicate şi lipsite de bălţi sau ghioluri.

Partea din aceste terenuri vor putea fi extrase permanent sau intermitent de sub regimul inundaţiilor, în scopul amenajării lor agricole.

c) Pe grindurile Chilia şi Caraorman, se află centrele populate Chilia Veche şi Caraorman, care vor trebui să primească o dezvoltare într-o perspectivă apropiată. Devine necesar ca grindurile respective să fie amenajate şi agricol printr-o îmbunătăţire a solului nisipos, în special prin îngrăşăminte locale provenite din solul de plaur şi eventual desalinizări.

d) Evazarea continuă a Deltei de la Tulcea pînă la mare face ca valoarea hidrogradului să scadă în mod aproape uniform de la 0,53 m la 0,10 m. Pe cît este posibil, va trebui ca această condiţie să fie menţinută şi în viitor, evitîndu-se pante rapide în profilul longitudinal al apelor mari. Extragerea suprafeţelor cu destinaţie agricolă, în felul propunerilor din studiu, într-adevăr, menţine aproximativ situaţia anterioară ţinînd seama de faptul că suprafaţa integrală de 55 000 ha reprezintă doar 1/8 din suprafaţa totală a Deltei şi că aceste suprafeţe, în mod natural, constituie — prin perimetrul lor la cote mai ridicate şi amplasamente — o parte puţin activă la conducerea apelor mari.

e) Procesul de colmatare a Deltei Dunării — în mod natural — este extrem de lent şi localizat de-a lungul braţelor, gîrlelor şi canalelor. In condiţiile hidrologice locale 10^{-4} m^3 aluviuni în suspensie la 1 m^3 apă) pentru obţinerea prin colmatare a 1 m^3 sol este nevoie deci de un volum de apă de circa 10 000 m^3. Ridicarea nivelului cu 1 m pe o suprafaţă de 1 000 ha implică un volum de apă de circa 100 000 milioane m^3, sau un debit de circa 100 m^3/s în mod continuu timp de 30 de ani. Calculul de mai sus este de altfel confirmat şi de faptul că în Deltă, de abia se atinge suprafaţa de maximum 10 000 ha de cote mari ridicate şi care pot fi considerate ca avînd o formaţie de colmatare relativ recentă.

f) Cu toate că pînă în prezent nu s-au făcut aici studii geotehnice pentru determinarea cantitativă a gradului de permeabilitate a solurilor, afirmarea făcută de dr. Antipa, după care, prin acţiunea de desecare a unor terenuri din Deltă, apele mării şi ale Dunării s-ar infiltra din nou în ele, nu se justifică decît într-o măsură foarte redusă.

Intr-adevăr, făcînd ipoteza neverosimil de defavorabilă că solul regiunilor care se propun a fi indiguite şi desecate — ostrovul Pardina, de exemplu — ar fi alcătuit dintr-un strat numai de nisip, gros de circa 5—6 m cu permeabilitatea de ordinul $K = 0{,}002$ m/s; că lăţimea grindurilor limitrofe ar fi numai de 100 m la o coloană de apă de circa 5,0 m, abia atunci, după un calcul orientativ, debitul de apă care va rezulta din infiltraţie şi care va trebui să fie pompat, se ridică la circa 30—40 m^3/s.

g) Studiul de faţă mai are în vedere relieful plat al regiunilor de indiguit-desecat şi cota sa mai joasă decît nivelul apelor Dunării din epoca de vegetaţie. Această împrejurare ar putea fi folosită cu succes la irigarea subterană prin comanda asupra nivelului freatic, cu ajutorul staţiunilor de pompare şi alimentarea cu apă a stratului freatic prin canalele de desecare.

Pe linia considerentelor de mai sus, suprafeţele cu folosinţa principală agricultura, vor putea fi următoarele (fig. 2):

— Regiunea care formează integral ostrovul Pardina şi cea mai mare parte din grindul Chilia, în suprafaţă de circa 40 000 ha. Această regiune va putea fi scoasă de sub regimul de inundaţie la viituri, prin supraînălţarea grindurilor marginale şi desecarea artificială cu un număr de staţiuni de pompare, însumînd cel mult 30 m^3/s şi o putere de circa 1 500 kW.

Desecarea va fi mult uşurată printr-un canal trasat între latura estică a ostrovului Pardina şi mare, cu plafonul la circa 2,5 m sub nivelul mării şi cu maluri indiguite insubmersibil, pentru a menţine fără pompare nivelul apei aproximativ la acel al mării. (Fig. 2).

— Regiunea estică a grindului Caraorman, ca urmare a indiguirilor şi a colmatărilor prin hidromecanizare rezultate din săpătura canalului maritim braţul Sulina-braţul Sf. Gheorghe, propus mai departe în acest studiu în suprafaţă de circa 500 ha.

— Regiunea formînd ostrovul Torba Goală în suprafaţă de circa 3 500 ha, indiguit submersibil cu o staţie de pompare de circa 3 m^3/s.

— Regiunea de o parte şi de alta a canalului Dunăvaţi şi în suprafaţă de circa 11 500 ha, scoasă de sub inundaţii printr-un dig-şosea, de-a lungul braţului Sf. Gheorghe, şi de un alt dig în partea sud-vestică. Capacitatea staţiunilor de pompare: maximum 7,0 m^3/s.

Volumul lucrărilor poate fi apreciat în mod sumar la circa 10 milioane m^3 terasemente în indiguiri, 15 milioane m^3 în canale şi staţiuni de pompare, totalizînd circa 42 m^3/s şi 2 000 kW, ceea ce ar necesita la hectar o investiţie de circa 5 000 lei.

5. **Propuneri pentru alte rezervaţii în Deltă.** Valorificarea Deltei sub aspectul stuficol, piscicol şi vînătoresc, ca şi turistic, este prevăzută în acest studiu prin rezervarea unor importante suprafeţe indicate pentru aceasta, prin însuşi amplasamentul şi condiţiile lor naturale favorabile, aşa cum s-a indicat în fig. 2.

Alegerea acestor suprafeţe şi amenajarea lor pentru producţii sporite mai ţine seamă ca scurgerea apelor mari să se facă astfel, încît să corespundă ansamblului folosinţelor şi specificului însuşi al Deltei.

Din punct de vedere stuficol, rezervaţiile care se propun a fi amenajate (într-o primă etapă de perspectivă) în cultură sistematică, totalizează circa 20 000 ha situate de-a lungul braţului Sulina pînă în dreptul Com. Ceamurlie. Perimetrul rezervaţiilor se propune a fi indiguit submersibil, conform cu traseul general indicat în fig. 2 şi amenajat după tehnica cerută de o producţie sporită de stuf în combinaţie cu piscicultura. Informativ, producţia de stuf de bună calitate poate depăşi 250 000—300 000 t anual, la care, evident trebuie să se adauge producţia naturală din restul suprafeţei inundabile a Deltei.

Rezervaţiile piscicole, de vînătoare şi cele naturale ar cuprinde o suprafaţă de peste 300 000 ha, la care trebuie să se adauge complexul lacurilor Razelm-Sinoe. Din punct de vedere piscicol, trebuie menţionată regiunea ansamblului de lacuri Lumina-Roşu-Puiu, care poate primi o amenajare de primul ordin prin aportul masiv de ape din artera navigabilă propusă în acest studiu.

Alimentarea cu apă din Dunăre a lacului Razelm este asigurată printr-o lărgire a canalului Dranov şi prin sporirea pantei superficiale la ape mari, ca urmare a lucrărilor de indiguire propuse în studiu.

Tot pe linia propunerilor principiale vom releva o legătură rutieră între podişul dobrogean şi mare, ce s-ar realiza pe traseul ce-l preconizăm pînă la portul nou Sf. Gheorghe.

C. PROBLEMA NAVIGAŢIEI MARITIME

Anul acesta se împlineşte un secol de cînd problema ieşirii la mare pe calea Dunării a format o preocupare majoră a multor specialişti, în scopul de a găsi o soluţie satisfăcătoare tehnico-economică.

Istoricul problemei începe din anul 1856, o dată cu începerea executării amenajării braţului Sulina ca arteră navigabilă maritimă și a prelungirii gurii sale în mare, prin diguri provizorii, pentru a atinge adîncimi mai mari navigabile.

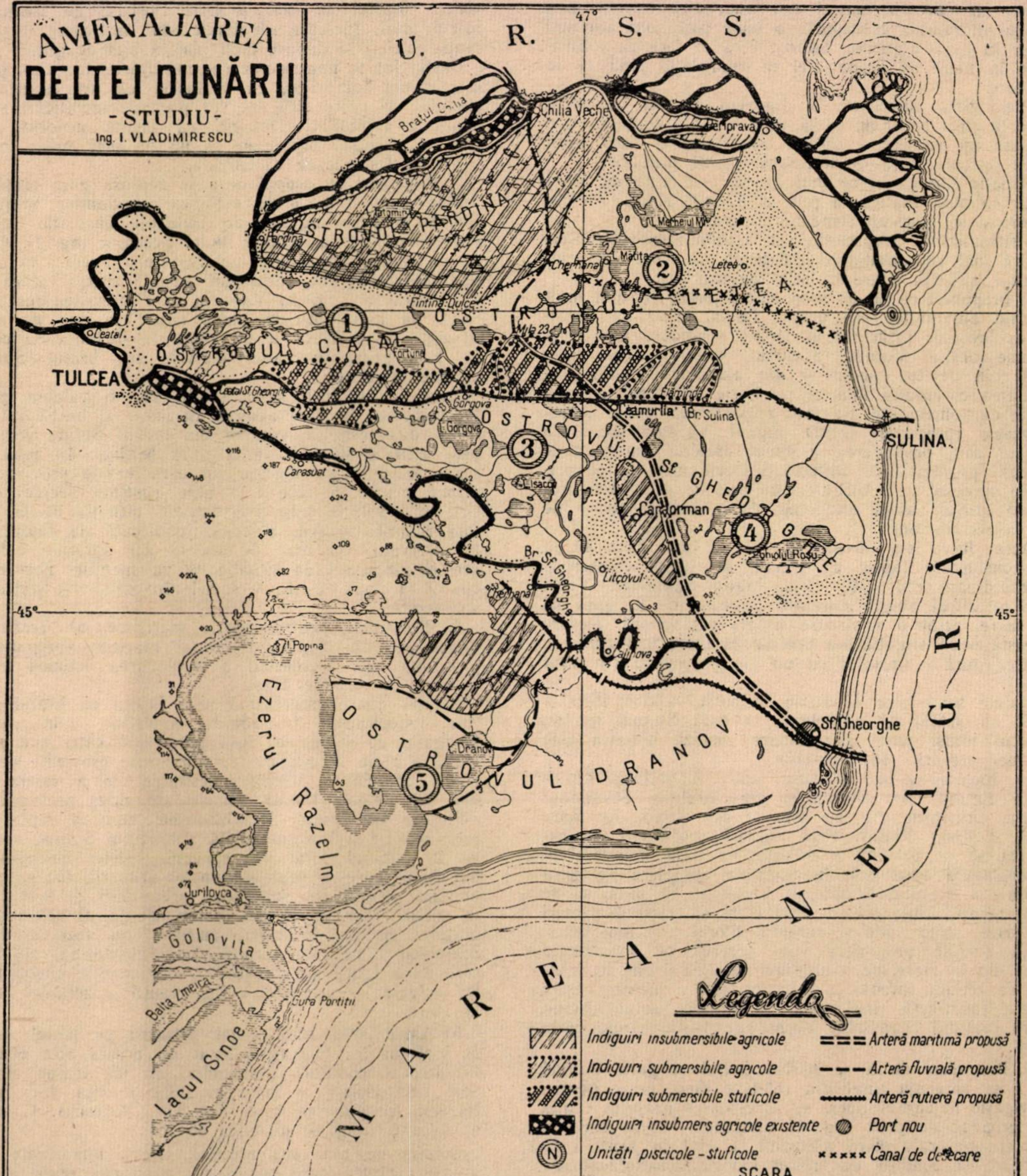

AMENAJAREA
DELTEI DUNĂRII
-STUDIU-
Ing. I. VLADIMIRESCU
U. R. S. S.
47°
45°
Chilia Veche
Periprava
Bratul Chilia
OSTROVUL LETEA
OSTROVUL CIATAL
OSTROVUL SF. GHEORGHE
OSTROVUL DRANOV
Letea
Fintina Dulce
Mila 23
Ceatal
TULCEA
Gorgova
Caraorman
Crișan
Br. Sulina
SULINA
Br. Sf. Gheorghe
Sf. Gheorghe
Litcovul
Dranov
Popina
Ezerul Razelm
Jurilovca
Golovița
Balta Zmeica
Gura Portiței
Lacul Sinoe
MAREA NEAGRĂ
①
②
③
④
⑤
Legenda
Indiguiri insubmersibile agricole
Indiguiri submersibile agricole
Indiguiri submersibile stuficole
Indiguiri insubmers agricole existente
Unități piscicole - stuficole
Arteră maritimă propusă
Arteră fluvială propusă
Arteră rutieră propusă
Port nou
Canal de desecare
SCARA
0 1 2 3 6 9 12 15 18 21 24 27 30 km

Fig. 2.

Deși încă de atunci se recunoscuse că brațul Sf. Gheorghe prezintă cele mai sigure condiții tehnice de a fi amenajat, totuși cheltuielile mici care au fost necesare la început pentru brațul Sulina, au făcut ca acesta să capete o întîietate provizorie.

Rezultatele obținute prin prelungirea gurii Sulinei în mare s-au dovedit foarte favorabile navigației, adîncimile ajungînd în decurs de 35 de ani de la 9 picioare pînă la 20,5 picioare.

În faza următoare, s-a constatat totuși că — datorită scurtării traseului prin tăierea unor importante coturi, care împiedicau navigația pe braț — debitul lichid și cel solid crescuseră simțitor, aluviunile se depuneau în bună parte chiar la gură, formînd o bară ce nu putea fi înlăturată decît prin dragaje, la început reduse, apoi din ce în ce mai intense.

In anul 1907, cubajul dragat atingea circa 340 000 m^3 iar în anul 1916, circa 870 000 m^3.

O a treia fază este aceea în care se constată că braţul de la nord — Chilia — avansează în mare în mod rapid, iar curenţii marini nord-sud, care circulă de-a lungul litoralului, transportă o bună parte din aluviuni chiar în gura digurilor Sulina, ceea ce face ca adîncimile în mare să scadă aici în anul 1930 pînă la 13 picioare.

Prelungirea ulterioară a digurilor Sulinei în mare, pînă la circa 5 000 m, ca şi dragajele din ce în ce mai intense nu reuşesc a obţine adîncimi mai mari decît 16,22 picioare, faţă de necesarul de 24 picioare.

Situaţia din ce în ce mai gravă, prevăzută de altfel chiar cu mult înainte, a pus în discuţie soluţii diverse pentru a se găsi un remediu eficient.

Sistematizînd propunerile şi reţinînd considerentele critice mai reprezentative făcute în decursul ultimelor decenii, situaţia apare în felul de mai jos.

1. **Propuneri ce au de scop să micşoreze cît mai mult aportul aluviunilor din braţul Chilia,** prin: a) Inchiderea braţului principal al Deltei secundare Chilia, şi anume braţul Vechiul Stambul, care conduce circa 30% din debitul mediu şi din aluviunile Dunării, şi dirijarea curentului mai la nord, fie prin braţele existente dar amenajate, fie prin crearea unui canal corespunzător (propuneri C.E.D. ing. I. Vardala etc.). La timpul său, propunerea a făcut obiectul unor ample discuţii prevăzîndu-se dificultăţi foarte mari în ce priveşte succesul unei închideri de braţ de asemenea proporţii într-un teren aluvionar cu o vechime doar de cîţiva zeci de ani.

Acest lucru s-a dovedit destul de just, dacă se ia în considerare faptul că recent, în timpul creşterilor extraordinare din 1940—1942, braţul Stambulul Vechi şi-a modificat singur curentul principal de la gura sa în mare, printr-o deplasare uşoară către nord. Despre această nouă situaţie s-a profitat la timp, închizîndu-se vechea gură a braţului cu un dig provizoriu (în anul 1943).

Datele sondajelor efectuate în cursul anilor 1953 şi 1954 au arătat că adîncimile la bara Sulinei nu au crescut totuşi peste 19 picioare; astăzi, situaţia este şi mai precară (16 picioare).

b) Inchiderea băii Musura, adică a golfului dintre gura digului nord Sulina şi gura braţului Stambulul Vechi, printr-un dig cu traseul său direct în mare (ing. Ludwig Plate). Prin această propunere, se urmărea să se prevină o situaţie cu totul defavorabilă a deplasării spre sud, în imediata apropiere de gura Sulina, a braţului Stambulul Vechi, şi, în plus, să se dirijeze aluviunile acestui braţ către adîncimi mai mari în mare, acolo unde şi curentul litoral este mai activ.

La această propunere vom observa că construcţia unui dig în mare, pe o lungime de circa 5 km, în frontul de acţiune intensă a valurilor, este o lucrare ce nu apare justificată, mai ales în situaţia actuală cînd gura braţului Stambulul Vechi este deplasat mai către nord.

2. **Propuneri de a se părăsi braţul şi gura Sulinei şi a se amenaja unul din celelalte două braţe pentru navigaţie în curent liber.** a) Amenajarea braţului Chilia — propusă de prof. ing. I. Vidraşcu — braţ care în condiţii naturale oferă adîncimi la etiaj în jurul a 30 picioare şi condiţii de traseu navigabil satisfăcătoare.

Ieşirea la mare, în schimb, este cu totul defavorabilă atît prin numeroasele braţe în continuă transformare, cît şi prin plaja submarină pe adîncimi mici, întinsă pe mai multe zeci de kilometri.

Braţul Chilia formează, de altfel, un curs de frontieră, iar gura sa se află chiar pe teritoriul U.R.S.S.

b) Amenajarea braţului Sf. Gheorghe — propusă încă din secolul trecut — a fost reluată de diverşi specialişti. Aici situaţia se caracterizează printr-un curs de apă în regres, avînd în vedere că în timp de 100 de ani debitul său a scăzut cu peste 50%, iar sectorul său mijlociu prezintă meandre accentuate care trebuie rectificate, în plus calibrări şi consolidări ale albiei prin lucrări foarte costisitoare.

In schimb, ieşirea la mare a braţului a fost unanim recunoscută ca fiind cu totul asigurată, datorită prezenţei imediat la sud a Băii Portiţa, de adîncimi foarte mari, în care aluviunile sînt antrenate de curenţii costieri şi depuse mult mai la sud de gură.

Costul foarte mare cerut de amenajările braţului, plus întreţinerea lucrărilor, ca şi faptul că prin scurtarea cursului cu peste 29% se vor produce modificări substanţiale regimului Dunării, cu efecte nedorite, au făcut ca această propunere să nu ne mai apară justificată în formularea sa iniţială.

3. **Propuneri cu scopul de a se deplasa gura braţului Sulina spre sud, unde acţiunea aluviunilor braţului Stambulul Vechi nu mai are influenţă imediată.** Există cîteva variante, extremele fiind: aceea a ing. N. Greceanu, care a preconizat mutarea gurii imediat în aval de oraşul Sulina, printr-un canal scurt; aceea a C.E.D.-ului şi ing. L. Vardala, care prevedea mutarea ieşirii la mare într-un punct situat la sud de oraş în zona de eroziune a litoralului la distanţa de circa 14 km, printr-un canal derivat din braţul Sulina amonte de oraş.

Este clar că cele două soluţii vor fi valabile pînă în momentul în care avansul în mare al braţului Chilia şi depunerile aluviunilor din braţul Sulina vor repeta actuala situaţie de la gura Sulinei. In felul acesta, soluţiile au desigur un caracter de provizorat; prima, pentru a face faţă unui răstimp necesar găsirii unei soluţii definitive, întrucît situaţia de la Sulina rămînea gravă, a doua, justificată de faptul că în intervalul de circa 50 ani — cît apreciau autorii acestei propuneri că situaţia se va menţine fără dificultăţi la noua ieşire — sumele învestite vor putea fi amortizate.

4. **Propuneri pentru canale maritime.** a) Transformarea braţului Sulina în canal maritim (propunerea prof. ing. Gr. Vasilescu) şi deplasarea actualei ieşiri la mare la sud de oraş.

Soluţia apare interesantă prin faptul că braţul Sulina îndeplineşte într-adevăr condiţiile unui canal. Obligaţia de a deplasa însă gura aval către sud pentru a o pune la adăpost de aluviunile provenite de la braţul Stambulul Vechi, necesitatea de a exista un nod hidrotehnic (baraj, ecluză) de mari proporţii la defluenţa cu braţul Sf. Gheorghe, cum şi faptul că prin indiguirea insubmersibilă a braţului Sulina, acesta va fi eliminat total din sistemul reţelei hidrografice din Deltă necesar scurgerii apelor Dunării, fac ca propunerea să nu fie superioară propunerii de navigaţie în curent liber de la pct. 3. In esenţă, transformarea braţului Sulina în canal maritim nu rezolvă decît neajunsul aluviunilor proprii braţului Sulina, aluviuni care ele singure nu constituie — în stadiul cunoştinţelor actuale — dificultatea importantă a actualei ieşiri la mare.

b) Amenajarea unui canal maritim pe malul drept al braţului Sf. Gheorghe legat de acesta prin ecluză, în dreptul comunei Mahmudia, şi un traseu direct spre sud, ieşind la mare în Baia Portiţa prin lacul Razelm (propunerea prof. ing. Gh. Popescu). Canalul ar avea o lungime de circa 45 km.

Soluţia de mai sus prezintă cîteva importante neajunsuri dintre care subliniem: lungimea mare a canalului; pericolul că aluviunile provenite de la braţul Sf. Gheorghe, antrenate de curenţii litorali şi depuşi în Baia Portiţa să nu reediteze într-o oarecare măsură cazul Stambulul Vechi—Sulina; în fine, un amplasament atît de apropiat al ieşirii la mare, de proiectatul port de la Năvodari nu mai apare indicat, iar depărtarea sa prea mare de regiunea centrală a Deltei ar lipsi aceasta de un factor important pentru dezvoltarea sa economică.

5. **Propuneri de a se renunţa la navigaţia maritimă în interiorul Deltei şi pe Dunărea maritimă (Brăila).** In această concepţie s-ar crea la Sf. Gheorghe doar

un port maritim, lăsînd actualul braț Sf. Gheorghe în stare naturală pentru navigație și transbordări fluviale. Vom observa că această soluție este doar în aparență puțin costisitoare. Intr-adevăr, ținînd seamă că adîncimile din o bună parte din brațul Sf. Gheorghe — din cauza stării sale de regres — nu depășesc la etiaj adîncimi de 2,5 m, atunci pentru vase fluviale-maritime, care calcă peste 3,0 m, vor trebui să se facă amenajări pe traseu (corectări, calibrări etc.) destul de costisitoare. De altfel, prin amenajarea portului Sf. Gheorghe ca un port maritim s-ar pierde marele avantaj de a avea o cale navigabilă fără transbordare pînă în interiorul țării (Galați-Brăila).

6. **Propunerea de a se lega brațul Sulina cu sectorul inferior al brațului Sf. Gheorghe (conf. ing. I. Vladimirescu).** Din expunerea și analiza rezumativă a soluțiilor date pînă acum privind asigurarea ieșirii la mare în regiunea Deltei Dunării, ca și aceea a noilor condiții privind dezvoltarea economică și etnografică a Deltei, vom putea reține următoarele concluzii esențiale:

a) Canalele maritime ecluzate și gurile lor la mare nu sînt superioare navigației în curent liber, dacă aceasta se poate obține cu cheltuieli de același ordin de mărime.

b) Portul maritim cu transbordare fluvială în Deltă nu devine necesar decît în cazul extrem, cînd nu există la mare nici o ieșire sigură pe unul sau pe altul din brațele Dunării; după cum s-a arătat mai sus, gura brațului Sf. Gheorghe infirmă această ipoteză.

c) Brațul Sulina, prin caracteristicile sale de traseu, secțiune și adîncime, constituie o lucrare remarcabilă ce trebuie păstrată măcar în parte.

d) Arterele fluviale — constituite din cele trei brațe — nu sînt legate transversal de nici o altă arteră viabilă, ceea ce face ca circulația nord-sud prin Deltă să nu fie posibilă, decît cu ocoliri de ordinul a peste 100 km. Punerea în valoare a Deltei ca și asigurarea comunicației între viitoarele centre populate prevăzute a căpăta în viitorul apropiat o dezvoltare cu mult mai mare, impune existența unei astfel de legături. Totalitatea acestor artere va constitui rețeaua magistrală în cadrul căreia se vor putea dezvolta rețele de ordin mai mic pentru nevoile de exploatare ale stufului, peștelui, lemnului, pietrei, cerealelor, călătorilor etc.

e) Adîncimea navigabilă pe artera maritimă mare — Brăila ar trebui să se limiteze chiar la 24 picioare, dacă se ia în considerare că pentru a se obține adîncimi mai mari vor fi necesare lucrări costisitoare în dreptul milelor 37, 41, 57 etc., unde în prezent adîncimile scad pînă la 20 picioare.

De altfel, adîncimile asigurate la cheiurile, pereurile și bazinele din porturile Galați și Brăila nu sînt disponibile nici pentru 20 picioare. Vasele maritime cu astfel de pescaj sînt ancorate la o distanță destul de mare de aceste cheiuri și parcuri. Pentru pescaje mai mari, operațiile de încărcare și descărcare ar deveni și mai dificile.

Un argument pentru adîncimi mai mari de 24 picioare ar fi tendința actuală a construirii vaselor maritime cu pescaje mari (de exemplu în ultimii zece ani, construcția vaselor de 8 000—10 000 T.R.B. cu pescaje de 30 picioare a crescut de la 16% la 40%, în timp ce construcția vaselor mai mici este în descreștere).

Concluziile și considerațiile de mai sus ne-au determinat să studiem — principial — o legătură între brațul Sulina și gura orașului Sf. Gheorghe, prin intermediul sectorului inferior al acestui braț.

Această soluție întrunește condiția de a avea o ieșire sigură la mare în mod definitiv, nu modifică sensibil regimul de scurgere, în special al apelor mari pe brațul Sulina, permite construirea unui port de data aceasta legat de podișul dobrogean cu o șosea și, eventual, cu o cale ferată pe un rambleu de maximum 40 km lungime și 2,0 m înălțime medie; asigură continuitatea navigației, folosește la maximum condițiile favorabile și parte din lucrările existente, este economică și necesită investiții relativ reduse etc.

Legătura preconizată este un canal în curent liber, pornind din dreptul comunei Crișan-Ceamurlia, avînd traseul de-a lungul laturii estice și la adăpostul grindului Caraorman, debusînd în brațul Sf. Gheorghe la capătul vestic al grindului Sărăturile*) (fig. 2). In modul acesta se folosesc circa două treimi din brațul Sulina, apoi sectorul inferior al brațului Sf. Gheorghe, care prezintă condiții excelente de navigație și, în sfîrșit, gura de ieșire la mare, susceptibilă de cele mai sigure și economice amenajări.

Canalul ar avea un traseu în lungime de 27 km, adică cu circa 3 km mai scurt decît sectorul nerectificat al brațului Sulina rămas în aval. Lățimea la fund se prevede de 100 m și taluze 1/3 în parte pereate, astfel că secțiunea medie atinge circa 1 000 m² (fig. 3).

Pantele oglinzii apei din canal, ca și acelea ale brațelor Sulina și Sf. Gheorghe, sînt indicate în tabela 1.

Tabela 1

Cursul de apă	Pante la ape mari (1887)	Pante la ape medii	Pante la etiaj
Canal propus	1,7 cm/km	1,2	0,16
Brațul Sulina	5,4 (medie pe toată lungimea)	2,5(idem)	0,38 (idem)
Brațul Sf. Gheorghe	3,3 (idem)	1,5(idem)	0,47 (idem)

Alcătuirea nodului hidrotehnic de la derivația canalului se poate studia în două variante principale.

O primă variantă este aceea a derivării canalului, fără nici o lucrare de închidere la nodul de derivație. In acest caz, debitele de apă din amontele de derivare se vor repartiza pe restul brațului Sulina și pe canal în raport cu secțiunile lor active și cu pantele superficiale respective.

Ținînd seamă de faptul că secțiunea canalului propus este aproximativ 75% din secțiunea brațului Sulina și că pantele sale sînt mai mici, după cum se arată în tabela 1, canalul care se propune nu va conduce debite ce vor depăși circa 30% din debitele întregului braț Sulina, de unde rezultă un debit solid minimal antrenat pe canal.

Această variantă comportă investițiile cele mai reduse, asigură continuitatea navigației cu orașul Sulina și nu aduce modificări în regimul scurgerii apelor, în special în epoca de creștere.

Varianta a doua ar putea fi studiată astfel, încît brațul Sulina să se poată închide în aval de derivație, cu un baraj cu stavile, dintre care una concepută ca pasă navigabilă. In modul acesta problema repartizării debitelor ca și menținerea unor adîncimi mai mari, pe sectorul amonte al brațului Sulina devine complet stăpînită. Acțiunea barajului asupra sporirii adîncimilor natuale va trebui considerată în special în epocile de apă mici și limitate la circa 1,0 m peste tiaj.

Canalul se propune a fi prelungit cu o secțiune redusă pentru navigația fluvială — înspre nord — pînă la Chilia Veche, pentru a dispune astfel de o magistrală nord-sud pe tot spațiul Deltei propriu-zise; pentru aceasta se vor folosi brațe și canale existente, cum sînt: brațul vestic al marelui M și, eventual, canalul Pardina.

Ieșirea la mare la Sf. Gheorghe urmează a fi amenajată prin diguri sistem Sulina și legată direct cu malul înalt dobrogean, printr-un drum şi, eventual, cale ferată insubmersibile, de-a lungul malului drept al braţului Sf. Gheorghe. In felul acesta, se valorifică turistic o parte interesantă a litoralului şi a Deltei.

---

*) Traseul urmează o bună parte un canal existent de secțiune redusă, executat pentru nevoile piscicole.

★

Expunerea principială a problemelor şi a soluţiilor lor posibile pentru punerea în valoare a potenţialului complex al Deltei, scoate în evidenţă, o dată mai mult, necesitatea realizării unui program de studii şi cercetări multilaterale, cu scopul, pe de o parte, de a constitui o verificare sigură a diverselor soluţii propuse, iar pe de altă parte, să constituie baza trecerii la o formă de proiectare mai avansată.

Un astfel de program de studii şi cercetări formează el singur o lucrare aparte, de aceea vom face aici numai o trecere în revistă a unor aspecte mai urgente în domeniul hidro-ameliorărilor şi al hidrotehnicii.

1. Este de cel mai mare interes cunoaşterea modificărilor în morfologia Deltei şi, în special, a fondului hidrografic datorită eroziunilor şi colmatărilor (litoral), braţele Dunării, bălţile etc. De aceea se cer noi ridicări hidrografice pentru a fi comparate cu vechile ridicări efectuate de prof. ing. Vidraşcu şi cu altele parţiale, mai recente.

2. Fenomenul de scurgere al apelor mari este în bună parte necunoscut, de aceea programul de studii hidraulice trebuie să dea întîietate acestor cercetări, folosind modele hidrotehnice la scară redusă.

In ţara noastră s-au făcut progrese remarcabile în practicarea teoriei similitudinii fluviale, în special prin realizările şi cercetările Laboratorului hidrotehnic al Academiei R.P.R.

Condiţiile tehnico-ştiinţifice sînt astfel asigurate şi va trebui ca, printr-o strînsă colaborare, să se treacă la înfăptuirea modelelor Deltei Dunării pentru a avea sub ochii noştri acele interacţiuni — acum prea puţin cunoscute — dintre factorii hidrodinamici şi lucrările preconizate în sectorul navigaţiei, stuficol, agricol, piscicol etc. Cercetările sub aspectul de mai sus vor aduce cele mai bune clarificări asupra calităţii şi economiei diferitelor propuneri de amenajare hidrotehnică complexă a Deltei.

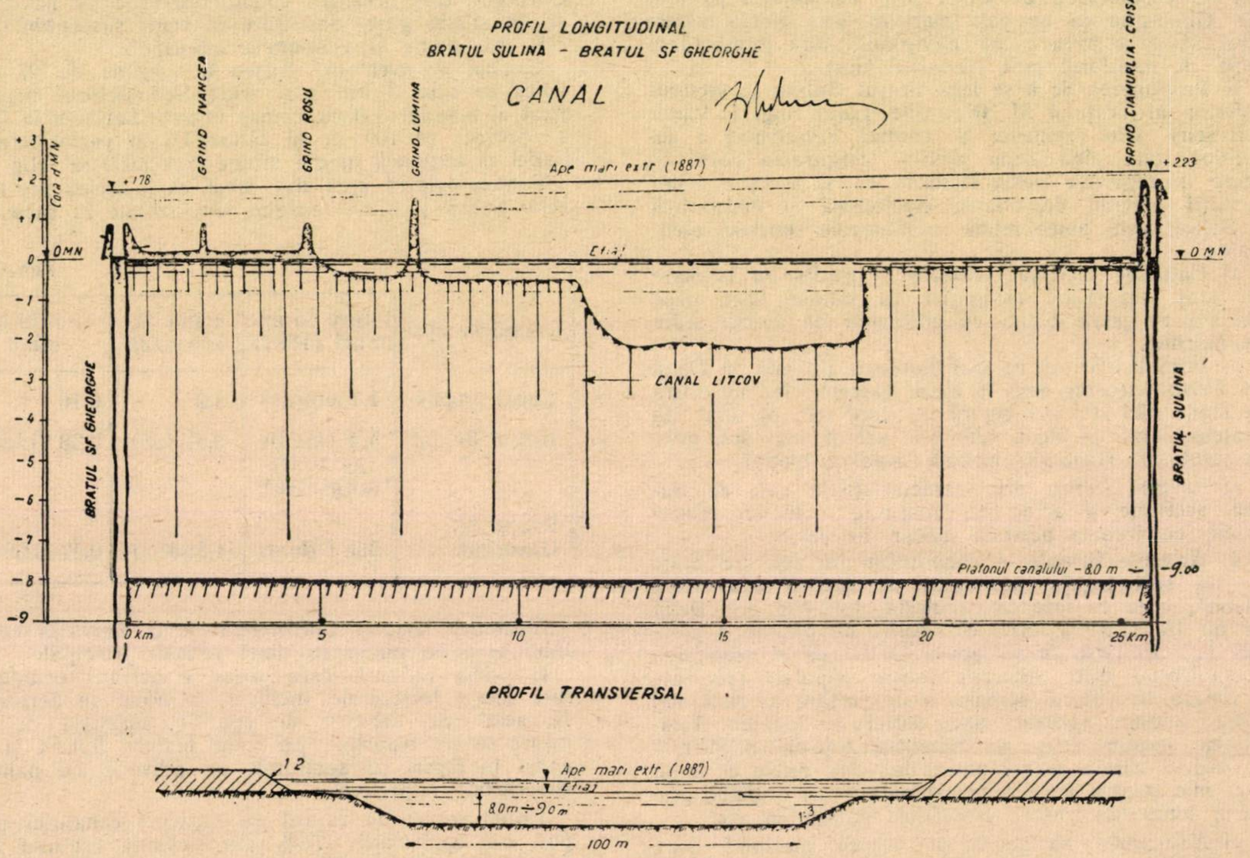


Fig. 3.

3. Cercetări asupra climei şi regimului apelor din fluviu, lacuri, bălţi şi mlaştini, prin înfiinţarea unei reţele speciale hidrometeorologice dotate în majoritate cu aparate automate.

4. Cercetări şi prospecţiuni hidrogeologice şi geotehnice în scopul obţinerii de profile concludente asupra formării Deltei, asupra regimului apelor freatice, permeabilităţii, portanţei diverselor terenuri etc.

5. Intensificarea studiului pedologic al solului prin analize numeroase, în special în regiunile propuse a fi amenajate pentru agricultură.

6. Crearea unui număr de staţiuni experimentale pentru studiul îndiguirilor şi al desecărilor, ca şi al pregătirii solului pentru culturi cerealiere, leguminoase sau plantaţii noi.

7. Cercetări şi studii asupra maşinilor şi utilajului, cum şi asupra organizării şantierelor la construcţiile de diguri şi canale, adecvate specificului Deltei.

8. Studii pentru tipizarea alimentărilor cu apă potabilă şi a canalizărilor centrelor populate şi a gospodăriilor izolate.

9. Studii asupra măsurilor higieno-sanitare.

10. Documentări tehnico-ştiinţifice la lucrările similare executate peste hotare.

Un astfel de volum de studii şi cercetări, trebuind să fie extins pe cîţiva ani, apare cu totul îndreptăţit ca începutul lor să nu sufere amînări şi să se pornească de urgenţă la organizarea acestora.

Cu privire la similitudinea în mișcarea filtrantă

Ing. **Gh. Cosma**

Problema similitudinii mecanice — deci și cea a similitudinii hidrodinamice — poate fi supusă unei tratări matematice de principiu în ipoteze oricît de complexe.

In practică nu s-au impus însă decît metode de rezolvare a similitudinii, în ipoteza preponderenței a numai două dintre forțele ce pot veni în considerație (numite forțe principale) celelalte rămînînd neglijabile.

Astfel sînt: similitudinea Froude, în cazul cînd apar ca forțe principale forțele de inerție și cele gravitaționale; similitudinea Reynolds, atunci cînd forțele principale sînt cele de inerție și de frecare datorită viscozității. Legile de similitudine respective sînt concretizate în cunoscutele numere adimensionale ale lui Froude, respectiv Reynolds.

In mișcarea filtrantă, forțele principale sînt cele gravitaționale și de frecare, forțele de inerție fiind neglijabile.

Pentru acest caz, prof. E. Mosony [1] și G. Kovács propun numărul adimensional

$$\frac{v\,\nu}{l^2 g}\left[\frac{\mathrm{m/s}\cdot\mathrm{m^2/s}}{\mathrm{m^2}\cdot\mathrm{m/s^2}}=1\right], \qquad (1)$$

în care:

v este o viteză caracteristică a mișcării filtrante;

l — o lungime caracteristică a mediului filtrant;

ν — coeficientul de viscozitate cinematică a lichidului filtrant;

g — accelerația gravității.

In două sisteme geometric similare se produc condiții de mișcare filtrantă similare din punct de vedere hidrodinamic dacă:

$$\frac{v_1\,\nu}{l_1^2 g}=\frac{v_2\,\nu}{l_2^2 g}. \qquad (2)$$

Această lege a fost enunțată pentru cazul în care similitudinea geometrică este perfectă, și anume cînd dimensiunile granulelor și structura masivului poros traversat sînt ambele similare în model, fiind reduse în același raport λ, în care au fost reduse dimensiunile geometrice ale masivului poros.

Totuși, în practică se folosesc modele distorsionate. Prin modele distorsionate se înțeleg aici [1] modele la care granulometria și structura masivului poros al modelului sînt identice cu cele ale masivului poros din natură.

Legea de mai sus poate fi aplicată însă la orice distorsiune; trebuie numai ca în expresia (1) sau (2) — drept lungime caracteristică — să se introducă diametrul mediu (efectiv) al granulelor mediului poros, adică trebuie să fie îndeplinită condiția:

$$\frac{v_1\,\nu}{d_1^2 g}+\frac{v_2\,\nu}{d_2^2 g}. \qquad (3)$$

Pentru modele distorsionate avem prin definiție:

$$d_1=d_2. \qquad (4)$$

Din (3) și (4) rezultă:

$$v_1=v_2. \qquad (5)$$

Valabilitatea acestui rezultat poate fi dovedită și cu ajutorul legii lui Darcy. Dacă în relațiile:

$$v_1=k_1\,I_1,$$

$$v_2=k_2\,I_2,$$

avem:

$$k_1=k_2,$$

structura mediului filtrant fiind aceeași în model și în natură, și

$$I_1=I_2,$$

din cauza similitudinii geometrice, atunci regăsim expresia (5)

$$v_1=v_2,$$

adică vitezele în punctele omoloage ale masivului poros din natură și de pe model sînt egale. Importanța acestui rezultat în practica încercărilor pe modele este evidentă.

Astfel de modele distorsionate se folosesc îndeosebi la cercetarea unor probleme concrete de infiltrație, de ocolire a construcțiilor hidrotehnice sau — și mai general — la orice încercare a unei anumite situații cunoscute din natură la care, cunoscîndu-se d_1, se poate construi modelul respectiv cu $d_2=d_1$ conform condiției (4).

In cazul studierii pe model a unei soluții de principiu ori a unei probleme de ordin general, modelul va avea o granulație d_2 — aleasă după criterii specifice metodei de cercetare. Rezultatele obținute vor trebui să fie folosite într-unul sau mai multe cazuri din natură în care se vor determina anumite granulometrii caracterizate, în fiecare caz, prin cîte o anumită dimensiune:

$$d_1\neq d_2. \qquad (6)$$

Spre deosebire de modelul distorsionat definit mai sus [1] caracterizat printr-o similitudine geometrică

$$\frac{l_1}{l_2}=\lambda \qquad (7)$$

şi condiţia (5), aici avem de asemenea o similitudine geometrică definită tot printr-o relaţie de tipul (7); în schimb avem şi condiţia (6) pentru care putem scrie:

$$\frac{d_1}{d_2} = \lambda_1 . \tag{8}$$

Numim aceste modele: dublu-distorsionate (diferite de modele distorsionate prin aceea că acolo avem $\lambda_1 = 1$, pe cînd aici $\lambda_1 \neq 1$).

Propunem extinderea şi pentru acest caz — al modelelor dublu-distorsionate, definite mai sus — a legii de similitudine scrisă sub forma:

$$\frac{v_1 \nu}{d_1^2 g} = \frac{v_2 \nu}{d_2^2 g} . \tag{3}$$

Verificarea valabilităţii legii exprimate (3) în condiţiile (7) şi (8), se poate face dacă prin folosirea acesteia se poate regăsi un rezultat cunoscut pe altă cale.

In acest scop din (3) şi (8) deducem:

$$\frac{v_1}{v_2} = \frac{d_1^2}{d_2^2} = \lambda_1^2 . \tag{9}$$

Legea lui Darcy scrisă pentru condiţiile din natură şi din model ia formele:

$$v_1 = k_1 I_1,$$

$$v_2 = k_2 I_2,$$

deci

$$\frac{v_1}{v_2} = \frac{k_1}{k_2} \frac{I_1}{I_2} . \tag{10}$$

Pe de altă parte, dependenţa dintre granulaţia unui mediu poros oarecare şi coeficientul de infiltraţie faţă de apă, care îl caracterizează, este cunoscută [2] sub forma:

$$k = \text{const.} \times d^2,$$

deci:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{d_1^2}{d_2^2} . \tag{11}$$

Introducînd pe (11) în (10) avem:

$$\frac{v_1}{v_2} = \frac{d_1^2}{d_2^2} \frac{I_1}{I_2} . \tag{12}$$

Comparînd (12) cu (9), rezultă:

$$\frac{I_1}{I_2} = 1$$

sau

$$I_1 = I_2, \tag{13}$$

ceea ce este evident, datorită similitudinii geometrice, la modele de curgere filtrantă sub sarcină (infiltraţii pe sub baraje etc.).

La mişcarea filtrantă cu suprafaţă liberă, relaţia (13) exprimă rezultatul cunoscut în metodele clasice de tratare a acestei probleme, a independenţei alurei curbei de depresiune, faţă de proprietăţile de permeabilitate (*k*) a mediului poros respectiv, aceasta depinzînd numai de limitele geometrice ale cîmpului de curgere*). Curba de depresiune, în aceste condiţii, este supusă şi ea similitudinii geometrice exprimate prin (7).

În felul acesta s-a demonstrat valabilitatea formei (3) de exprimare a legii de similitudine propuse [1] pentru modele distorsionate $\left(\text{la care } \frac{l_1}{l_2} = \lambda \text{ şi } \frac{d_1}{d_2} = \lambda_2 = 1\right)$ şi extinsă de noi pentru modele dublu-distorsionate $\left(\text{la care } \frac{l_1}{l_2} = \lambda : \frac{d_1}{d_2} = \lambda_1 \neq 1 \text{ şi } \lambda \neq \lambda_1\right)$.

Urmărind în continuare prelucrări matematice simple, se poate scrie tabela relaţiilor dintre parametrii mai importanţi din natură şi de pe model şi ai mişcării filtrante:

$$\left.\begin{array}{ll} l_1 = \lambda\, l_2, & v_1 = \lambda_1^2\, v_2, \\ d_1 = \lambda_1\, d_2, & q_1 = \lambda^2 \lambda_1^2\, q_2, \\ k_1 = \lambda_1^2\, k_2, & t_1 = \lambda\, \lambda_1^{-2} t_2. \end{array}\right\} \tag{14}$$

Expresiile (14) — scrise în forma cea mai generală a modelelor dublu-distorsionate $(\lambda \neq \lambda_1 \neq 1)$ — sînt valabile şi pentru celelalte cazuri, cu respectarea condiţiilor respective: modele distorsionate $(\lambda \neq \lambda_1 ; \lambda_1 = 1)$ şi modele nedistorsionate $(\lambda = \lambda_1 \neq 1)$.

Bibliografie

[1] *E. Mosony:* Le role de l'echelle de reduction dans les experiments sur modèles reduits, Acta Technica Academiae Scientiorum Hungaricae, Tomus VIII, Fascicula 1—2, Magyar Tudományos Akademia, Budapest, 1954.

[2] *Scelkacev:* Hidraulica subterană.

[3] *A. R. Spena:* Motti filtranti a superficie libera in prezenza della capilarita, L'energie Elettrica, 12 (dec), 1954, Milano.

[4] *G. Schneebeli:* Le barage de Serra-Ponçon sur la Durance, Etude des infiltrations, La Houille Blanche, nr. special A, 1955.

---

*) Ultimele date ale literaturii de specialitate indică necesitatea revizuirii stabilirii condiţiilor de limită ale mişcării filtrante cu suprafaţa liberă. Cercetări recente [3], [4] pun în evidenţă o nouă alură a conturului a suprafeţei libere a cîmpului de curgere, justificată prin influenţa capilarităţii asupra cîmpului de curgere. Cercetările menţionate arată că aceasta provoacă o creştere a debitului filtrat, dar nu semnalează o modificare a suprafeţei de depresiune caracterizate prin $p=o$. Cercetări proprii, în această privinţă arată o modificare mai esenţială a cîmpului de curgere în sensul influenţei capilarităţii şi asupra suprafeţei (sau curbei) care e caracterizată prin $p=o$ şi e denumită în mod curent suprafaţă (sau curbă) de depresiune.

О ПОДОБИИ ПРИ ФИЛЬТРУЮЩЕМ ДВИЖЕНИИ

Автор дает описание критерия подобия при фильтрующем движении, предложенного проф. Е. Мошони и Г. Ковач для неискаженных $\left(\frac{l_1}{l_2} = \frac{d_1}{d_2} = \lambda\right)$ и искаженных $\left(\frac{l_1}{l_2} = \lambda,\ \frac{d_1}{d_2} = \lambda\right)$ моделей. Затем предлагается использование соответствующего закона на моделях с двойным искажением $\left(\frac{l_1}{l_2} = \lambda,\ \frac{d_1}{d_2} = \lambda_1\ \lambda_1 \neq 1\right)$ и доказывается правильность предложения путем нахождения данным путем общеизвестного в классической теории свойства фильтрующего движения со свободной поверхностью.

ÜBER ÄHNLICHKEITSGESETZE IN DER FILTRIERBEWEGUNG

Der Verfasser zeigt das Kriterium der Ähnlichkeit in der Filtrierbewegung, dass von Prof. E. Mosony und G. Kovács für nichtverformte $\left(\frac{l_1}{l_2} = \frac{d_1}{d_2} = \lambda\right)$ und verformte $\left(\frac{l_1}{l_2} = \lambda, \frac{d_1}{d_2} = 1\right)$ Modelle gegeben wurde. Weiterhin wird die Anwendung desselben Gesetzes am Modell mit doppelter Verformung

$$\left(\frac{l_1}{l_2} = \lambda, \frac{d_1}{d_2} = \lambda_1, \lambda_1 \neq 1\right)$$

vorgeschlagen und diese Anwendung rechtfertigt, durch das Wiederauffinden einer allgemein bekannten Eigenschaft der klassischen Theorie der Filtrierbewegung mit freier Oberfläche.

Studiul hidraulic al racordării biefurilor în cazul unui baraj de joasă cădere *

Ing. **M. Kahan**, ing. **C. Iamandi** şi ing. **Gh. Marinescu**

Procedeele de calcul cunoscute astăzi pentru determinarea condiţiilor de racordare a biefurilor sînt încă incerte pentru cazul construcţiilor hidrotehnice de joasă cădere.

Din acest motiv credem ca indicată publicarea rezultatelor unui studiu hidraulic de laborator asupra racordării biefurilor în cazul unui baraj de joasă cădere.

Pentru asigurarea apei de răcire necesare funcţionării unei termocentrale de mare putere, situată în albia majoră a unui rîu de munte, s-a prevăzut construirea unui baraj-prag de fund — avînd 6 deschideri prevăzute cu clapete mobile şi o deschidere de spălare adiacentă prizei. Rîul are un caracter torenţial în zona considerată cu debite care variază între $1\ m^3/s$ şi $1\ 280\ m^3/s$, cu transport important de aluviuni cu granulometrie pînă la 25—35 cm.

Problemele principale cerute spre rezolvare în laborator au fost:

a) Studiul racordării biefurilor, astfel ca eroziunile produse în aval să nu depăşească valorile admise de construcţie.

b) Studiul ordinei optime de manevrare a clapetelor astfel ca, pe de o parte, nivelul amonte să nu depăşească o anumită limită impusă de asigurarea împotriva inundării oraşului situat imediat în amonte de baraj, iar pe de altă parte, afuierile să se menţină în limite admise.

a) În cadrul respectării criteriilor de similitudine corespunzătoare, s-a trecut la stabilirea scării de modelare, avînd în vedere:

— spaţiul disponibil în laborator;

— necesitatea de a prezenta o porţiune suficient de lungă de albie, atît în amonte cît şi în aval, pentru a putea studia în bune condiţii eroziunile aval şi suprafaţa liberă în zona construcţiilor;

— siguranţa în extrapolare în natură a rezultatelor principale obţinute pe model. Asigurarea condiţiilor de modelare impuse de problemele studiate (racordarea biefurilor şi studiul afuierilor) au condus la o scară a lungimilor de 1:50. In ce priveşte menţinerea regimului turbulent, s-au făcut verificări în două profile caracteristice pe baza calculelor de remu stabilite în proiect. Numerele reobţinute au fost peste valoarea critică.

In baza datelor asupra granulometriei materialului din albia naturală, s-a determinat granulometria materialului fundului mobil de experimentare.

Elementele caracteristice ale materialului natural au fost:

$$D_{50}=19\ \text{mm}, \qquad W_{50}=58{,}6\ \text{cm/s},$$
$$D_{65}=38\ \text{mm}, \qquad W_{65}=90{,}0\ \text{cm/s},$$

iar mărimea hidraulică medie a materialului din natură, în baza curbei granulometrice, a rezultat de:

$$W_{med}=99{,}4\ \text{cm/s}.$$

In laborator s-au folosit două categorii de aluviuni:

---

*) Studiul a fost efectuat în cadrul secţiei hidrotehnice a I.M.A. al Academiei R.P.R., de sub conducerea tov. prof. D. Dumitrescu, căruia îi mulţumim pentru ajutorul acordat.

— categoria I pentru modelarea propriu-zisă a patului mobil în problema afuierilor;

— categoria a II-a pentru studiul problemelor speciale de colmatare.

Categoria I:

$$D_{50}=1,15 \text{ mm}, \quad W_{50}=12,00 \text{ cm/s},$$
$$D_{65}=1,45 \text{ mm}, \quad W_{65}=16,00 \text{ cm/s}.$$

Transformînd de la scara modelului, s-a obţinut mărimea hidraulică medie modelată:

$$W_{med}=W_{med}\times\sqrt{50}=99 \text{ cm/s},$$

deci, corespunzătoare celei din natură.

Categoria a II-a:

$$D_{50}=0,4 \text{ mm}, \quad W_{50}=4,3 \text{ cm/s},$$
$$D_{65}=0,54 \text{ mm}, \quad W_{65}=6,0 \text{ cm/s},$$

obţinîndu-se, prin transformarea la scara 1:50;

$\sqrt{50}\times 4,3=30,3$ cm/s, corespunzător la $D=6,00$ mm;

$\sqrt{50}\times 6,00=42,5$ cm/s, corespunzător la $D=12,5$ mm.

Experienţele au fost începute prin verificarea disipatorilor în situaţia iniţială, avînd în vedere următoarele:

1. Pentru un anumit debit total Q care vine pe rîu, afuierile minime se obţin, în general, prin coborîrea tuturor stavilelor în poziţia complet calculată.

2. Afuierile sînt funcţie de debitul care vine pe rîu şi adîncimile corespunzătoare ce se realizează în condiţiile albiei din avalul barajului.

3. Este posibil ca în zona deschiderilor marginale să apară tendinţe accentuate de afuieri locale, care trebuie înlăturate prin măsuri suplimentare înafara măsurilor ce se recomandă pentru deschiderile centrale ale barajului.

Pe baza celor de mai sus, încercările au fost efectuate în ipoteza stavilelor complet coborîte (fig. 1). S-au făcut experienţe, separat pentru deschiderile centrale şi separat pentru deschiderile marginale.

Pentru deschiderile centrale, experienţele s-au efectuat la debitele de 200; 575; 780 şi 1280 m³/s (ultimele două debite avînd asigurările respectiv de 0,01 şi 0,001).

Experienţele efectuate în situaţia iniţială au arătat următoarele:

— În condiţiile verificării în spaţiu a disipatorilor din cauza evazării în plan a albiei şi micşorarea corespunzătoare a nivelului aval, ca şi din cauza nesimetriei scurgerii prin deschiderile barajului, dimensiunile disipatorilor nu au corespuns, dat fiind că saltul hidraulic nu se realiza pe construcţie, ci în aval de risbermă.

Ca urmare a acestui lucru, în aval de construcţie apar afuieri mari, de circa 5—6 m, care depăşesc limita de 3 m admisă de construcţie.

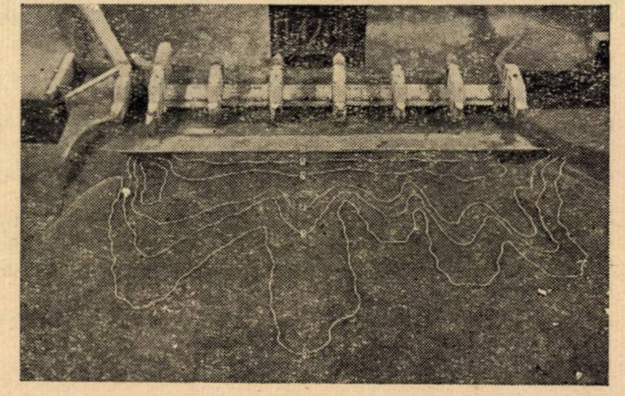
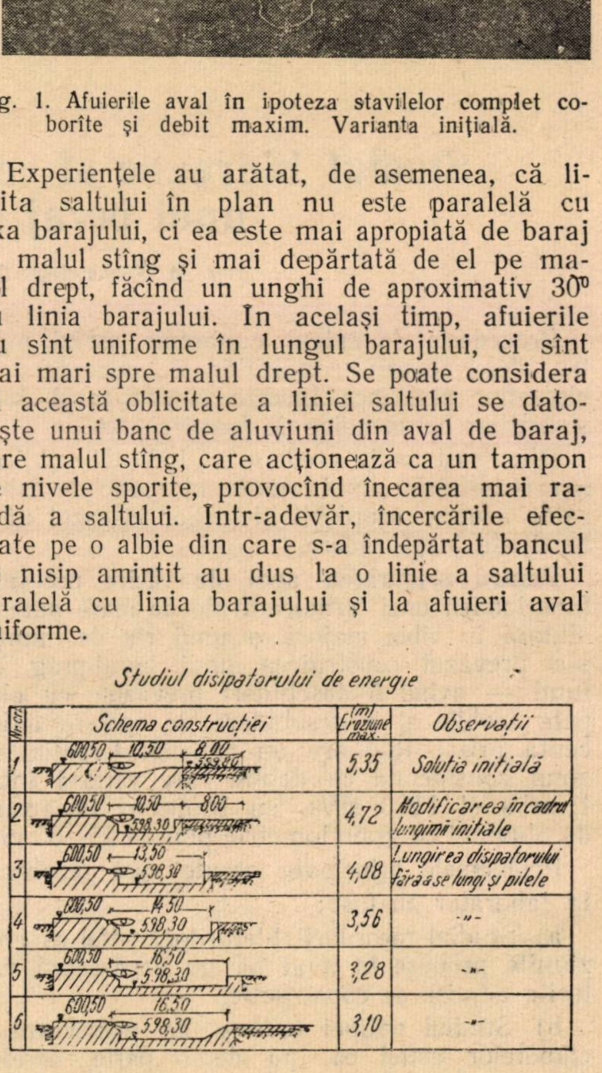


Fig. 1. Afuierile aval în ipoteza stavilelor complet coborîte şi debit maxim. Varianta iniţială.

Experienţele au arătat, de asemenea, că limita saltului în plan nu este paralelă cu axa barajului, ci ea este mai apropiată de baraj la malul stîng şi mai depărtată de el pe malul drept, făcînd un unghi de aproximativ 30° cu linia barajului. În acelaşi timp, afuierile nu sînt uniforme în lungul barajului, ci sînt mai mari spre malul drept. Se poate considera că această oblicitate a liniei saltului se datoreşte unui banc de aluviuni din aval de baraj, spre malul stîng, care acţionează ca un tampon de nivele sporite, provocînd înecarea mai rapidă a saltului. Într-adevăr, încercările efectuate pe o albie din care s-a îndepărtat bancul de nisip amintit au dus la o linie a saltului paralelă cu linia barajului şi la afuieri aval uniforme.



Studiul disipatorului de energie

Nr. crt.	Schema construcţiei	(m) Eroziune max.	Observaţii
1	600,50 10,50 8,00	5,35	Soluţia iniţială
2	600,50 10,50 8,00 598,30	4,72	Modificarea în cadrul lungimii iniţiale
3	600,50 13,50 598,30	4,08	Lungirea disipatorului fără a se lungi şi pilele
4	600,50 14,50 598,30	3,56	-„-
5	600,50 16,50 598,30	3,28	-„-
6	600,50 16,50 598,30	3,10	-„-

Fig. 2. Variantele studiate privind disipatorul de energie.

Apreciindu-se ca mari afuierile obţinute în situaţia iniţială şi fiind de dorit a se obţine înecarea saltului pe construcţie, s-a trecut la studiul unor variante de disipator, schiţate în fig. 2.

Aceste variante, verificate la debitul care s-a arătat a fi cel mai defavorabil din punctul de vedere al afuierilor, au corespuns scopului urmărit. Afuierile obţinute au fost reduse treptat, obţinîndu-se pentru ultima variantă valori aproape de două ori mai mici (fig. 3 şi 4).

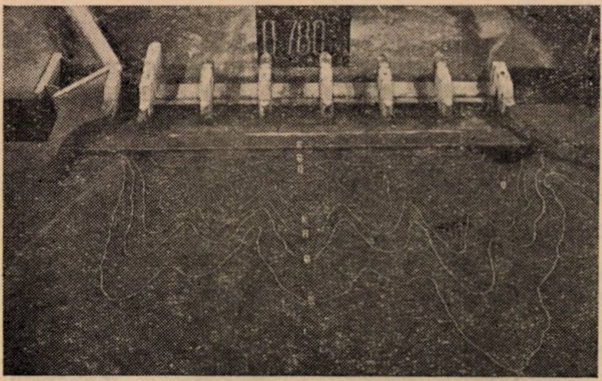


Fig. 3. Varianta a 5-a. Afuieri aval.

Deoarece pentru ultimul tip de disipator, saltul s-a arătat încă instabil — pentru unele deschideri oscilînd pînă dincolo de risbermă — s-a trecut la o variantă de baraj cu 7 deschideri şi păstrarea ultimului tip de disipator

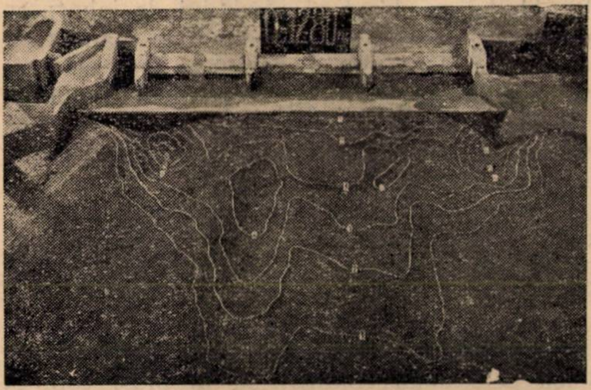


Fig. 4. Varianta a 6-a. Afuieri aval.

(fig. 5). Pentru această ultimă variantă studiată, s-a obţinut o înecare stabilă a saltului pe construcţie şi afuieri de două ori mai mici decît cele iniţiale, cu excepţia afuierilor din dreptul deschiderilor marginale, care vor fi reduse prin utilizarea unor dispozitive speciale, aşa după cum se va arăta mai jos.

Cea de a 7-a deschidere a fost realizată pe model, considerîndu-se că, în natură, barajul s-a deplasat spre malul drept, în vederea obţinerii în acelaşi timp a unei ameliorări a aspectului scurgerii în bieful amonte şi a fenomenelor legate de aceasta.

În laborator s-a încercat şi o variantă cu trei deschideri.

Incercările au arătat că în acest caz se obţin afuieri centrale mici, dar că din cauza concentării debitului în deschiderile marginale se obţin afuieri locale sporite. Soluţia prezintă şi dezavantajul că jetul de apă trece în bieful aval, dirijat oblic, fără a fi influenţat de direcţia pilelor (care sînt prea distanţate) şi loveşte puternic în malul stîng, în aval de baraj (fig. 6).

În timpul încercărilor s-a constatat că la debite diferite foarte mici, cînd în aval — practic — nu avem înălţimi de apă importante, se manifestă o tendinţă accentuată de afuieri la limita aval a construcţiei, ceea ce pledează pentru menţinerea risbermei aval.

În privinţa afuierilor laterale, a căror reducere este impusă de asigurarea stabilităţii zidurilor de gardă, metoda clasică de rezolvare

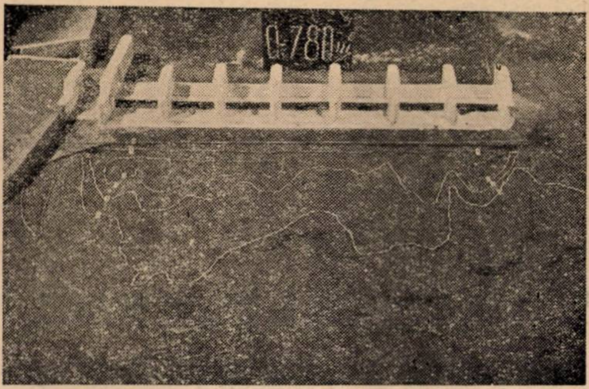


Fig. 5. Afuieri aval în cazul variantei cu 7 deschideri.

(saltea disipatoare de energie destul de adîncă sau dispozitive disipatoare de tipul dinţilor în aval de saltea etc.) nu este eficientă.

În plus, aplicarea ei implică efectuarea unor lucrări suplimentare, care nu anulează tendinţa de concentrare a debitului în lungul zidului şi care scumpesc construcţia în mod sensibil.

In urma unor experienţe de laborator efectuate la VINGIG (2) într-o situaţie asemănătoare, s-au propus două soluţii menite să micşoreze afuierile aval, lîngă zidurile de gardă:

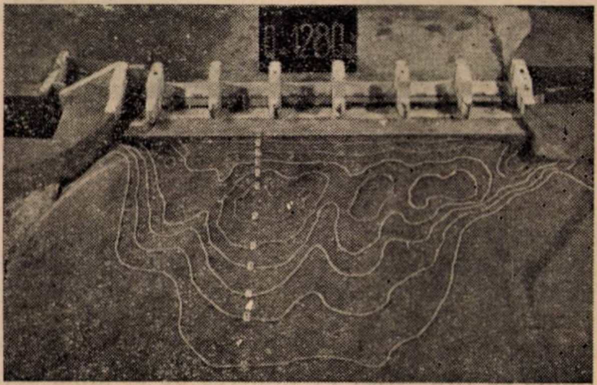


Fig. 6. Varianta cu 3 deschideri. Afuieri aval maxime.

retragerea zidului cu 10—15 m şi construirea unui disipator viraj în deschiderea adiacentă aripii despărţitoare. Aceasta din urmă are rolul să îndepărteze jetul în direcţia contrară peretelui, soluţie mult mai eficientă decît prima.

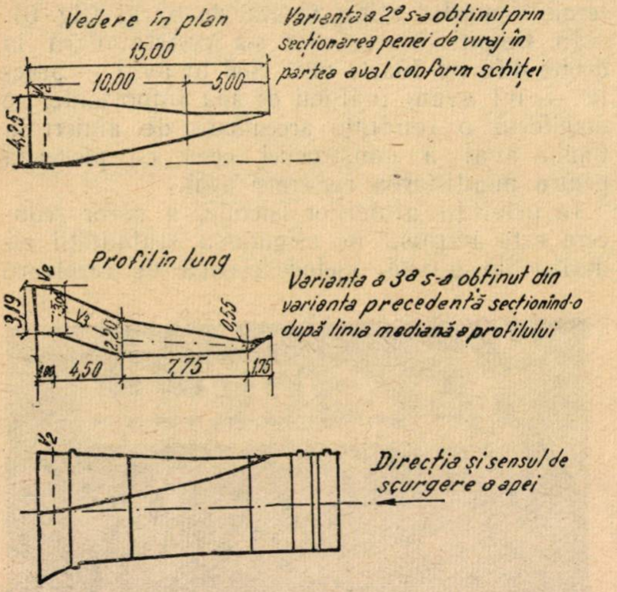

Vedere în plan
15,00
10,00
5,00
4,25
V2
Varianta a 2ª s-a obținut prin secționarea penei de viraj în partea aval conform schiței
Profil în lung
V2
3,19
3,00
V3
2,20
0,55
4,50
7,75
1,75
Varianta a 3ª s-a obținut din varianta precedentă secționînd-o după linia mediană a profilului
Direcția și sensul de scurgere a apei

Fig. 7. Variante de disipator viraj studiate pentru deschiderea de spălare.

S-au încercat în cazul de faţă aceleaşi soluţii şi s-a ajuns la rezultate care confirmă experienţele citate mai sus. Prima soluţie — retragerea zidului — fiind mai puţin aplicabilă din cauza lucrărilor de excavare prea mari, s-a încercat în special disipatorul viraj.

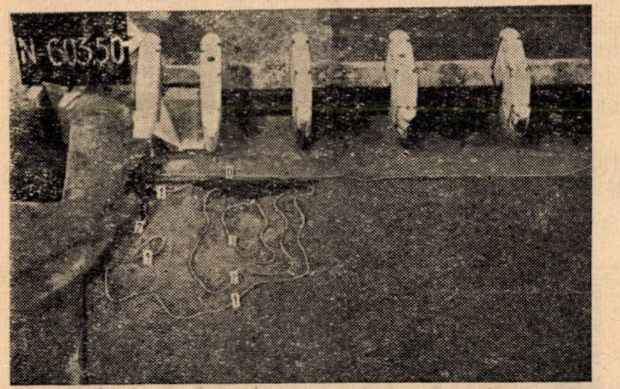


Fig. 8. Afuierile laterale pe malul drept pentru varianta a 2-a de disipator viraj.

Rezultatele sînt satisfăcătoare, obţinîndu-se reduceri simţitoare a afuierilor lîngă zidurile de gardă şi deplasarea lor către mijlocul albiei. Pentru deschiderea de spălare, cu care se racordează malul drept, s-au încercat trei variante de viraj (fig. 7) afuierea de la talpa construcţiei scăzînd de la 3 m la circa 1 m, pentru ultima variantă (fig. 8). Prima variantă (fig. 9) s-a dovedit a fi prea lungă şi înaltă, astfel că favoriza în primul rînd prelungirea turbionului din aval de viraj spre albie şi, în al doilea rînd, o deversare aerată peste viraj, capabilă să producă vibraţii. În plus, înălţimea prea mare în aval a virajului sporea efectul gravitaţional al apei contribuind astfel la mărirea eroziunilor. Pentru aceasta variantele următoare au constat în scurtarea virajului şi în reducerea lui în înălţime.

Problema a fost asemănătoare şi pe malul stîng, unde s-au încercat patru variante. Afuierile au fost reduse de la 3 m la 1,5 m.

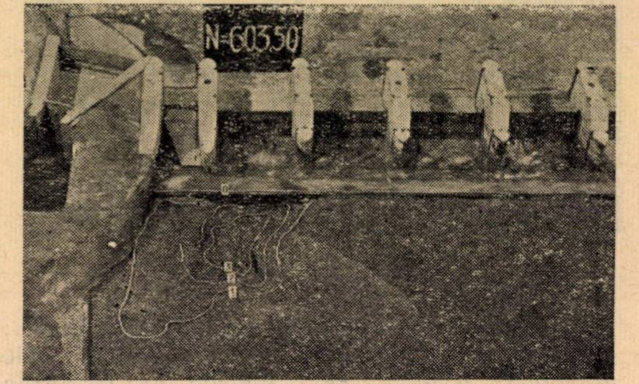


Fig. 9. Afuierile laterale pe malul drept, pentru varianta a 3-a de disipator viraj.

b) Al doilea obiect al studiului de laborator efectuat a fost stabilirea ordinei de manevrare a clapetelor. Dacă manevrarea se face oricum, fără o ordine prestabilită, se poate întîmpla să se formeze un mare turbion în aval de construcţie, cu efect transversal, care să sporească foarte mult afuierile. În al doilea rînd, vecinătatea prizei de deschiderile deversante, impune crearea unui curent de fund care să anuleze tendinţa de depunere a aluviunilor în faţa prizei.

De aceea, din multiplele variante de manevrare posibile s-a ales aceea care poate să satisfacă cele două condiţii şi, în plus, este şi mai simplă, lucru destul de util în exploatare.

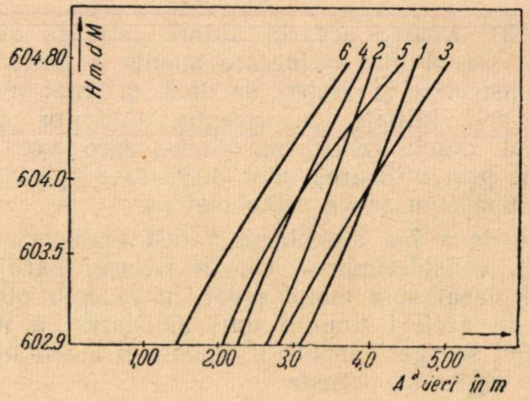


Fig. 10.

În experienţe s-a considerat deschiderea de spălare închisă şi s-a deschis succesiv cîte o clapetă, începînd de la malul drept. Rezultatele obţinute (afuierile maxime în dreptul fiecărei deschideri corespunzătoare nivelelor de studiu) au fost trecute într-o diagramă. Curbele obţinute au prezentat dispersii mari, din cauza acţiunii reciproce cu efecte contrarii, care au loc între două deschideri adiacente. Aluviunile deplasîndu-se şi transversal pe direcţia scurgerii, se poate întîmpla ca în timp ce într-o deschidere afuierile cresc, în deschiderea alăturată să scadă, din cauza aluviunilor depuse.

Excluzînd abaterile care se produc în deschiderile extreme care se pot corecta prin disipatoare viraj, aşa după cum s-a arătat mai sus, s-au considerat înfăşurătorile curbelor în fiecare diagramă în parte şi s-a alcătuit o diagramă rezultantă (fig. 10).

Din această diagramă se poate vedea că, dacă luăm ca limită maximă a afuierilor adîncimea de 3,75 m, care este inevitabilă, întrucît apare la debitul maxim de 1 280 m^3/s, trebuie să deschidem succesiv o clapetă, trei, cinci, şi apoi şase clapete la anumite nivele amonte corespunzătoare. Aceasta se explică tocmai prin acţiunile reciproce de fund, sau de suprafaţă, între diferite grupuri de clapete apropiate.

Din cele de mai sus se vede că din studiul de laborator efectuat au rezultat următoarele concluzii generale:

— pentru asigurarea racordării biefurilor în condiţii spaţiale, astfel ca eroziunile în avalul barajului să nu depăşească limitele admise, este recomandabil:

1) mărirea disipatorului de energie conform celor arătate mai sus şi

2) realizarea, în deschiderea marginală stîngă şi în deschiderea de spălare, a unor disipatoare de viraj;

— pentru a se păstra afuierile în limite admise şi pentru a asigura alimentarea prizei cu curenţi cu turbiditate minimă este recomandabil:

3) asigurarea ordinei de manevrare indicate în prezentul articol.

★

ГИДРАВЛИЧЕСКОЕ ИЗУЧЕНИЕ ПРИМЫКАНИЯ БЬЕФОВ В СЛУЧАЕ НИЗКОНАПОРНОЙ ПЛОТИНЫ

В статье дается описание гидравлического лабораторного испытания низконапорной плотины с быками и клапанными затворами, встроенными в донный порог.

Опыты преследовали определение практических решений для водобойных стенок и уточнение порядка маневрирования затворов, таким образом, чтобы с одной стороны уровни верхней чести течения не превышали бы определенного предела, обуславливаемого незатоплением расположенной выше по течению местности, а с другой — чтобы эррозия, имеющая место ниже по течению, не создавала опасности для устойчивости сооружения.

В связи с данным вопросом даются решения для снижения боковых оседаний, касающихся забральных стенок.

HYDRAULISCHE UNTERSUCHUNGEN BETREFFEND DIE UBERGANGSSCHWELLE BEI EINEM STAUWERK VON KLEINER HÖHE

Im vorliegenden Artikel werden hydraulische Versuche im Laboratorium am Modell eines Stauwerkes kleiner Höhe, mit Pfeilern und Stauklappe mit der Achse in der Grundschwelle gezeigt.

Der Zweck der Versuche war die Auffindung praktischer Lösungen für den Energievernichter und die Bestimmung einer entsprechenden Handhabungsordnung der Klappe, so dass Flussaufwärts eine gewisse Stauhöhe die durch die Uberflutungsbedingung des aufwärtsliegenden Ortes gegeben war, nicht überschritten wird, gleichzeitig aber die Auskolkung Flussabwärts die Standsicherheit des Bauwerkes nicht gefährde.

Es werden auch Lösungen für das Problem der Herabminderung der Auskolkungsgefahr an den seitlichen Stützmauern gegeben.

Încercarea pe model a porturilor

Ing. A. Spătaru

Una dintre problemele care se pun astăzi inginerilor hidrotehnicieni este aceea a ameliorării şi dezvoltării continue a centrelor portuare existente, precum şi înfiinţarea altora noi pe bazele tehnicii moderne. Această problemă se impune cu atît mai mult cu cît însăşi situaţia internaţională începe să fie mai puţin încordată, permiţînd să se întrevadă inaugurarea unei politici de coexistenţă paşnică şi activizare a schimburilor comerciale între diferitele ţări. Sub această lumină trebuie văzută necesitatea unui salt calitativ şi în hidrotehnica maritimă din ţara noastră prin verificarea şi îmbunătăţirea variantelor proiectate pe baza rezultatelor cercetărilor pe model redus, în laboratorul hidrotehnic.

Articolul de faţă îşi propune să dea, în acest sens, cîteva elemente de natură teoretică, din încercarea pe model a amenajărilor portuare, şi o prezentare schematică a etapelor de lucru.

★

Două dintre condiţiile mai dificile pe care trebuie să le îndeplinească bazinele portuare sînt următoarele: asigurarea unei agitaţii reduse în port, care să permită manevrele vaselor şi operaţiile de încărcare-descărcare cu toată precizia şi în securitate deplină şi obţinerea unui nou regim al aluviunilor, care să nu producă urmări defavorabile asupra exploatării şi întreţinerii portului.

Problema agitaţiei în bazinul portuar este produsă de contradicţia ce există în general între crearea unui acces cît mai comod pentru vase şi interzicerea accesului valurilor în bazin. Pentru compararea soluţiilor se defineşte un parametru caracteristic numit eficacitatea variantei la un tip de val dat, de forma:

$$\mathcal{E}=100\left(1-\frac{A}{B}\right)\ [\%] \qquad (1)$$

în care:

A este agitaţia medie pentru varianta studiată;
B — agitaţia medie pentru situaţia din prezent sau pentru o variantă luată ca termen de comparaţie. Agitaţia medie este o expresie de forma:

$$\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} a_i \qquad (2)$$

în care:

n este numărul punctelor din bazin în care se măsoară înălţimea $2h$ a valului;
a_i — înălţimea valului în punctul i.

Determinînd acest parametru ($\mathcal{E}$) pentru fiecare variantă propusă, laboratorul are un criteriu precis de comparare şi recomandare a soluţiilor. Pe baza valorilor locale ale agitaţiei în bazin se poate introduce un nou criteriu de comparare şi anume acela al aprecierii costului diferitelor construcţii portuare după dimensionarea la solicitarea valurilor.

In ceea ce priveşte transportul de material solid, o construcţie maritimă provoacă, în general, o perturbare locală a regimului aluviunilor, dînd naştere la depozitări sau eroziuni. Consecinţele amplasării insuficient de bine studiate a unei construcţii pot fi catastrofale. Eroziunile pot provoca năruirea construcţiilor, iar acumulările pot duce la un volum atît de mare de lucrări de dragaj, încît chiar exploatarea portului să devină neeconomică.

Astfel s-a întîmplat în portul francez „La Cotinière" unde o încercare a Laboratorului Central de Hidraulică din Franţa a înlăturat primejdia înnisipării portului, demonstrîndu-se cu această ocazie că şi pentru porturile mici încercările pe model sînt raţionale. Uneori situaţia locală este atît de dificilă încît necesită măsuri foarte costisitoare, cu atît mai util de încercat pe model. Astfel la Port Said, în afară de consolidarea litoralului vestic pe o mare distanţă, a fost prelungit spre larg digul de protecţie împotriva aluvionării pînă la 6 km.

O dată cu recomandarea soluţiei optime, încercările pe model pot da ordinea de execuţie cea mai raţională a diferitelor lucrări de construcţie şi, ca o consecinţă, eşalonarea investiţiilor, fapt foarte important pentru o economie naţională planificată.

Pentru a deduce criteriul de similitudine ce trebuie respectat la încercarea pe model a porturilor, se pleacă de la ipoteza că fenomenul determinant îl formează valurile.

Se scriu ecuaţiile Navier-Stokes în coordonate polare pentru mişcarea plană (fig. 1):

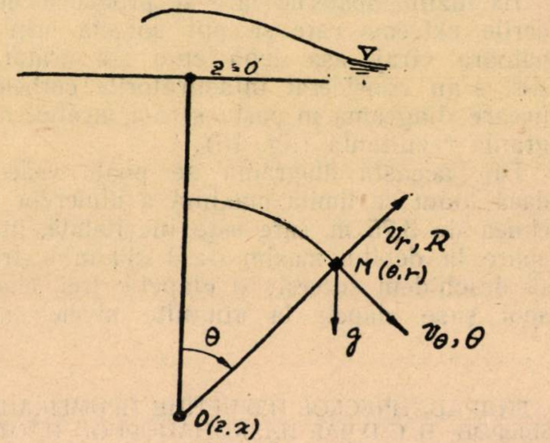


Fig. 1

$$\frac{\partial v_r}{\partial t}+v_r\frac{\partial v_r}{\partial r}+v_\theta\frac{1}{r}\frac{\partial v_r}{\partial \theta}-v_\theta^2-\frac{1}{r}=R-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial r}+$$
$$+\nu\left(\frac{\partial^2 v_r}{\partial r^2}+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 v_r}{\partial \theta^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial v_r}{\partial r}-\frac{2}{r^2}\frac{\partial v_\theta}{\partial \theta}-\frac{v_r}{r^2}\right) \qquad (3)$$

$$\frac{\partial v_\theta}{\partial t}+v_r\frac{\partial v_\theta}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_\theta}{\partial \theta}+\frac{v_r v_\theta}{r}=\theta-\frac{1}{\rho r}\frac{\partial p}{\partial \theta}+$$
$$+\nu\left(\frac{\partial^2 v_\theta}{\partial r^2}+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 v_\theta}{\partial \theta^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial v_\theta}{\partial r}+\frac{2}{r^2}\frac{\partial v_r}{\partial \theta}-\frac{v_\theta}{r^2}\right) \qquad (3')$$

$$R=-g\cos\theta \qquad (4)$$

$$\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial r}=\frac{1}{\rho}\frac{\partial}{\partial r}\left(\rho\frac{1}{2}\,\omega^2\,r^2\right)+\frac{1}{\rho}\frac{\partial p'}{\partial r}\cdot$$

În cele ce urmează este suficientă prima ecuaţie; cea de a doua ecuaţie duce la concluzii identice. În continuare, se foloseşte un artificiu clasic şi anume se reprezintă fiecare mărime fizică μ prin produsul:

$$\mu=M\,m \qquad (5)$$

în care M este o constantă caracteristică dimensională iar m este o variabilă adimensională. Astfel, se obţine:

$$\frac{V}{T}\frac{\partial v_r}{\partial t}+\frac{V^2}{r}\left(v_r\frac{\partial v_r}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_r}{\partial \theta}\right)=-g\cos\theta-$$
$$-\frac{\Delta' p}{r\cdot\rho}\frac{\partial p'}{\partial r}+\frac{\nu V}{r^2}\left(\frac{\partial^2 v_r}{\partial r^2}+\frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 v_r}{\partial \theta^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial v_r}{\partial r}-\right.$$
$$\left.-\frac{2}{r^2}\frac{\partial v_\theta}{\partial \theta}-\frac{v_r}{r^2}\right) \qquad (6)$$

în care:

$$\Delta' p = p_{(r,\,\theta)} - p_{(z,\,o)} = \left(-\gamma\,\Delta h - \gamma\, r\cos\theta - \frac{\sigma}{R}\right) + $$

$$+ \frac{\sigma}{R} = \Delta p + \frac{\sigma}{R} \text{ (fig. 2)} \qquad (7)$$

σ = 0,0077 kg/m, constanta de tensiune superficială;
R = raza de curbură a suprafeței libere pe aceeaşi verticală.

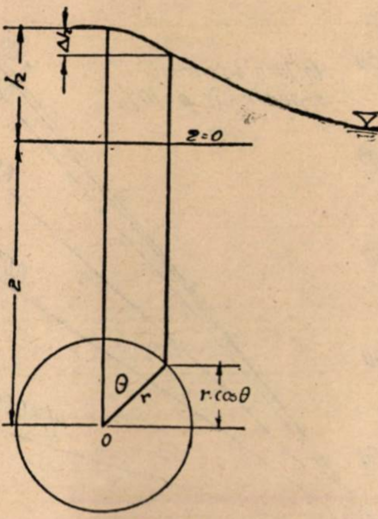


Fig. 2.

Prin transformări elementare ajungem la:

$$\frac{1}{\mathrm{Sh}}\frac{\partial v_r}{\partial t} + \left(v_r \frac{\partial v_r}{\partial r} + v_0 \frac{1}{r}\frac{\partial v_r}{\partial\theta}\right) = -\frac{1}{\mathrm{Fr}}\cos\theta -$$

$$-\frac{1}{\mathrm{Eu}}\frac{\partial p'}{\partial r} - \frac{1}{\mathrm{We}}\frac{\partial p}{\partial r} + \frac{1}{\mathrm{Re}}\left(\frac{\partial^2 v_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 v_r}{\partial\theta^2} + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{r}\frac{\partial v_r}{\partial r} - \frac{2}{r^2}\frac{\partial v_\theta}{\partial\theta} - \frac{v_r}{r^2}\right) \qquad (8)$$

în care:

$$\left.\begin{aligned} &\mathrm{Sh} = \frac{TV}{r}; \qquad \mathrm{Fr} = \frac{V^2}{gr}; \qquad \mathrm{Eu} = \frac{V^2\rho}{\Delta p} \\ &\mathrm{We} = \frac{\rho V^2 R}{\sigma}; \qquad \mathrm{Re} = \frac{Vr}{\nu}. \end{aligned}\right\} \qquad (9)$$

In continuare, introducem în ecuația de mai sus expresiile date de Gerstner pentru mişcarea particulei de fluid, în cazul valurilor, în jurul punctului $0_{(z,0)}$:

$$\left.\begin{aligned} &r = \text{const.} \qquad &\theta = \frac{2\pi}{\tau}t \\ &v_r = 0; \qquad &V_0 = \frac{2\pi r}{\lambda}c, \end{aligned}\right\} \qquad (10)$$

în care, luînd un exemplu numeric, avem:

raza orbitei	$r = he^{-\frac{2\pi}{\lambda}z}$; $r_{z=0} = h = 2{,}5$ m;
perioada valului	$\tau = 8$ s;
viteza de propagare	$c = 12{,}5$ m/s;
lungimea valului	$\lambda = 100$ m;
viteza particulei	$v = 1{,}96$ m/s pentru $r = h$.

In ecuația Navier-Stokes rămîn doar termenii care conțin coeficienții Fr, Eu şi We

$$0 = -\frac{1}{\mathrm{Fr}}\cos\theta - \frac{1}{\mathrm{Eu}}\frac{\partial p'}{\partial r} - \frac{1}{\mathrm{We}}\frac{\partial p'}{\partial r} \qquad (11)$$

$$0 = -\frac{gh}{V^2}\cos\theta - \frac{-\gamma\,\Delta h - \gamma\, r\cos\theta - \frac{\sigma}{R}}{\rho V^2} \times$$

$$\times \frac{-\gamma\, r\cos\theta - \gamma\frac{\partial\Delta h}{\partial r}}{-\gamma\, r\cos\theta - \gamma\,\Delta h - \frac{\sigma}{R} + \frac{\sigma}{R}} - \frac{\frac{\sigma}{R}}{\rho V^2} \times$$

$$\times \frac{-\gamma\, r\cos\theta - \gamma\frac{\partial\Delta h}{\partial r}}{-\gamma\, r\cos\theta - \gamma\,\Delta h - \frac{\sigma}{R} + \frac{\sigma}{R}}.$$

Dacă se ia $z=0$, $\theta=0$ şi $r=h$, unde curbura este maximă şi, deci, efectul tensiunii superficiale este de asemenea maxim, avem:

$$R = \frac{1}{h}\left(\frac{\lambda}{2\pi} - h\right)^2 = 72 \text{ m şi } \frac{\partial\Delta h}{\partial r} \simeq 0$$

$$-\frac{gh}{V^2} + \frac{\gamma h + \frac{\sigma}{R}}{\rho V^2} - \frac{\frac{\sigma}{R}}{\rho V^2} = 0$$

sau

$$-\frac{1}{\mathrm{Fr}} - \frac{1}{\mathrm{Eu}} - \frac{1}{\mathrm{We}} = 0 \qquad (12)$$

în care:

$$\mathrm{Fr} = \frac{(1{,}96)^2}{9{,}81 \times 2{,}5} = 0{,}156 \qquad \frac{1}{\mathrm{Fr}} \cong 6{,}42$$

$$\mathrm{Eu} = -\frac{102\,(1{,}96)^2}{1000 \times 2{,}5 + \frac{0{,}0077}{72}} \simeq -0{,}156 \qquad \frac{1}{\mathrm{Eu}} \cong -6{,}42$$

$$\mathrm{We} = \frac{R \times (1{,}96)^2 \times 102}{0{,}0077} = 3\,660\,000$$

$$\frac{1}{\mathrm{We}} \simeq 2{,}73 \times 10^{-7}.$$

Rezultă o concluzie şi anume că în ipoteza valurilor trohoidale ($H \geqslant 0{,}5\ \lambda$), atît timp cît se păstrează raportul între forțele gravitaționale şi forțele de tensiune superficială, este necesar şi suficient să asigurăm similitudinea geometrică între model şi natură şi relația Fr=idem ($\alpha_v^2 = \alpha_h$), pentru ca să avem similitudinea întregului complex de fenomene hidraulice provocate de valuri.

Dar pe model avem:

$$\alpha_{We} = \left(\frac{\rho V^2 R}{\sigma}\right)_N : \left(\frac{\rho V^2 R}{\sigma}\right)_M = \alpha_h^2 \cdot \qquad (13)$$

Deci, afirmaţia de mai sus este valabilă atîta timp cît $\frac{1}{We}$ nu depăşeşte un anumit procent p (de exemplu 10%) din $\frac{1}{Fr}$.

De aici rezultă condiţia limită:

$$\frac{\sigma}{\rho V^2 R}\cdot \alpha_h^2 = \frac{p}{100}\,\frac{\gamma h}{\rho V^2}$$

sau

$$\alpha h_{max} = \sqrt{\frac{\frac{p}{100}}{\frac{\sigma}{\gamma}}}\cdot\left(\frac{\lambda}{2\pi} - h\right)\cdot \qquad (14)$$

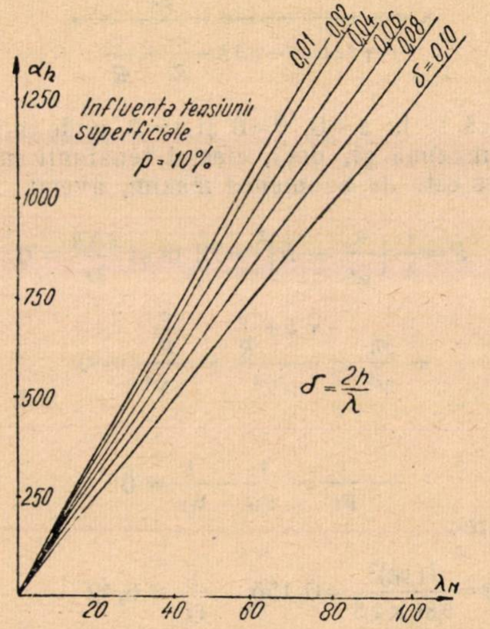


Fig. 3.

In fig. 3 se dă diagrama pentru condiţiile limită după expresia (14) în cazul procentului $p = 10\%$.

Un alt mod de a aprecia influenţa tensiunii superficiale pe model foloseşte ca punct de plecare expresia :

$$c^2 = \frac{\sigma}{\rho}\cdot\frac{2\pi}{\lambda} + \frac{\gamma}{\rho}\cdot\frac{\lambda}{2\pi}\,\mathrm{th}\,\frac{2\pi H}{\lambda} \qquad (15)$$

care defineşte viteza de propagare c considerînd şi influenţa tensiunii superficiale în primul termen. Pentru model avem :

$$c_M^2 = \frac{\sigma}{\rho}\cdot 2\pi\frac{\alpha h}{\lambda_N} + \frac{\gamma}{\rho}\,\frac{1}{2\pi}\,\frac{\lambda_N}{\alpha_h}\,\mathrm{th}\,2\pi\frac{H_N}{\lambda_N} \qquad (16)$$

$$c_M^2 = (c_M^2)_{TS} + (c_M^2)_G \cdot$$

de unde rezultă:

$$\alpha_h = \sqrt{\frac{\frac{p}{100}}{\frac{\sigma}{\gamma}}}\cdot\frac{\lambda_N}{2\pi}\,\mathrm{th}\;\;2\pi\frac{H_N}{\lambda_N}\cdot \qquad (17)$$

In fig. 4 se dă o diagramă de forma $\alpha_h = f\left(\lambda_N \cdot \frac{H_N}{\lambda_N}\right)$ pentru $p = 10\%$.

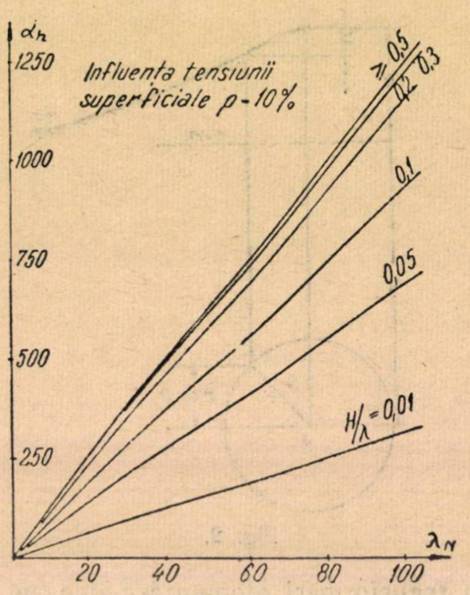


Fig. 4.

Se recomandă folosirea ambelor diagrame (fig. 3 şi fig. 4) pentru verificarea dimensionării modelului, cu observaţia că ultima diagramă nu are limitarea semnalată la cealaltă, în legătură cu domeniul de utilizare. De asemenea, mai rămîne de verificat în practică aprecierea făcută pentru procentul p.

De cele mai multe ori întinderea zonei de modelat necesită, faţă de capacitatea bazinului de încercări, folosirea unei similitudini geometrice deformate. Intr-adevăr, scara mică a distanţelor orizontale ar duce la adîncimi prea mici sau amplitudini prea mici şi cum s-a arătat mai sus, tensiunile superficiale pot denatura rezultatele. Se alege, deci, pentru adîncimi o scară

$$\alpha_h = \frac{\alpha_l}{\Delta} < \alpha_l .$$

Prima problemă care se pune în legătură cu această chestiune este scara la care se modelează valurile. Dacă se aplică ambele scări la profilul valului se modifică o caracteristică foarte importantă şi anume panta valului, care devine, în general, prea mare şi valul capătă un profil nestabil.

De exemplu, panta 0,06 la deformaţia $\Delta = 5$ ajunge 0,30, ceea ce nu se poate obţine în mod practic.

Valul trebuie, deci, modelat la aceeaşi scară şi anume la cea verticală pentru a nu denatura un alt element de bază $\frac{2h}{H}$. Acest lucru este cerut şi de condiţia ca să nu existe o discontinuitate la trecerea vitezei c de la proporţionalitatea cu $\sqrt{\lambda}$, în apă adîncă, la cea cu $\sqrt{H}$ în apă de mică adîncime, pe model.

Avînd în vedere cele de mai sus rezultă o serie de rapoarte de transformare natură-model care s-au centralizat în tabela din fig. 5.

Tabela rapoartelor de transformare α

Mărimea fizică	Simbol	Model nedeformat	Model deformat
Distanţe orizontale . .	α_l	α_l	α_l
Distanţe verticale . . .	α_h	α_l	$\alpha_l\ \Delta^{-1}$
Lungimi de undă . . .	α_λ	α_l	$\alpha_l\ \Delta^{-1}$
Amplitudini	α_{2h}	α_l	$\alpha_l\ \Delta^{-1}$
Panta valului	α_δ	1	1
Raza orbitelor	α_r	α_l	$\alpha_l\ \Delta^{-1}$
Perioade	α_τ	$\alpha_l^{1/2}$	$\alpha_l^{1/2}\Delta^{-1/2}$
Timpi pentru viteze orizontale	α_T	$\alpha_l^{1/2}$	$\alpha_l^{1/2}\Delta^{1/2}$
Viteze de propagare .	α_c	$\alpha_l^{1/2}$	$\alpha_l^{1/2}\Delta^{-1/2}$
Viteza particulelor . .	α_v	$\alpha_l^{1/2}$	$\alpha_l^{1/2}\Delta^{-1/2}$
Presiuni	α_p	α_l	$\alpha_l\ \Delta-1$
Forţe de presiune orizontale	α_P	α_l^3	$\alpha_l^3\ \Delta^{-2}$
Debite specifice	α_q	$\alpha_l^{3/2}$	$\alpha_l^{3/2}\Delta^{-3/2}$

Fig. 5.

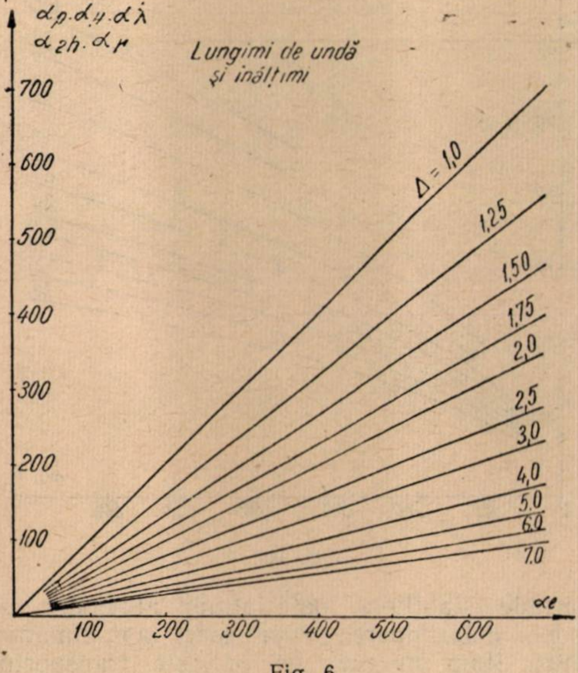


Fig. 6.

În fig. 6—10 se dau grafice pentru transformările mai frecvente. Se atrage atenţia asupra faptului că diagramele din fig. 3 şi 4 pot fi folosite şi la modelele deformate.

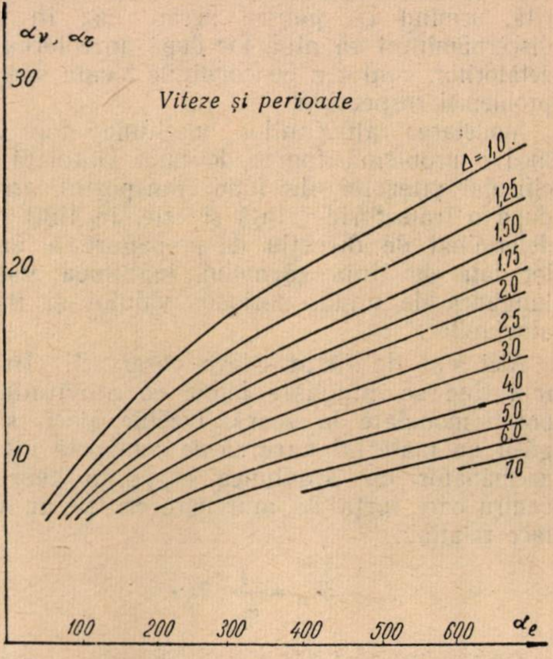


Fig. 7.

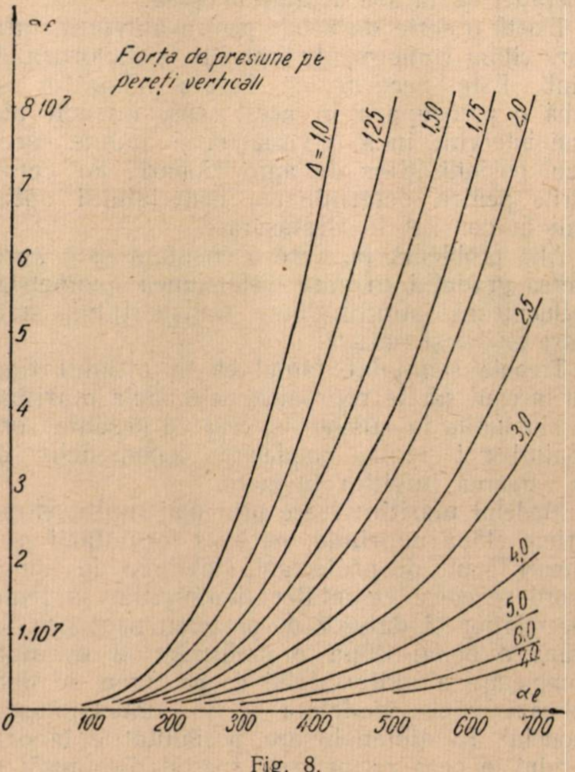


Fig. 8.

Cercetătorii nu au un punct de vedere comun în legătură cu folosirea distorsiunii geometrice. În numărul 46 din „Revue Générale de l'Hydraulique" se recomandă o distorsiune doar în cazul cînd o cer condiţiile de evitare a influenţei tensiunii superficiale. Laboratorul V.N.I.I.G. din Leningrad recomandă în toate cazurile folosirea distorsiunii, la care merge pînă la $\Delta = 7$.

In general, chestiunea nu este încă lămurită, urmînd ca pentru fiecare caz în parte discernămîntul să aibă loc după aprecierea cercetătorilor, conform cu condiţiile locale specifice problemei respective.

Modelarea aluviunilor maritime reprezintă încă o problemă foarte delicată. Datorită specificului vitezelor de fund transportul are loc după o traiectorie frîntă şi este, în linii mari, determinat de direcţia de propagare a valurilor faţă de linia ţărmului, înălţimea valului, lungimea de undă, perioada valului şi natura aluviunilor.

Aici sînt de făcut cîteva observaţii. In primul rînd se cunoaşte faptul că aluviunile nu pot fi modelate la scară. Trebuie, deci, să fie găsit un material care să se comporte cît mai asemănător cu aluviunea modelată teoretică, pentru care forţa de antrenare critică ar satisface relaţia :

$$T_M = \frac{1}{\alpha_{T_0}} T_N.$$

Găsirea materialului cu calităţile cerute se face experimental şi se definitivează în cadrul operaţiei de tarare sedimentologică.

Există o serie de reţete pentru aluviuni, între care cităm rumeguşul, bachelita, policlorura de vinil. Este necesar ca fiecare laborator să aibă o preocupare în acest sens, întrucît aici mai intervine încă o variabilă şi anume specificul posibilităţilor de aprovizionare, iar cercetările pentru determinarea materialului optim sînt în general în desfăşurare.

Altă problemă pe care o enunţăm este aprecierea gradului în care distorsiunea geometrică influenţează similitudinea transportului solid între model şi natură.

Trebuie semnalat faptul că în ultimul timp au început să fie reproduse pe modele maritime şi aluviunile în suspensie, ceea ce deschide orizonturi noi pentru modelarea fenomenelor de la vărsarea fluviilor în mare.

Modelul maritim trece prin mai multe etape. Prima etapă cuprinde, pe baza formulării problemei făcute de proiectant, stabilirea de comun acord de către cercetător şi proiectant a temei încercărilor şi datelor de pe teren necesare. In etapa a doua, după o prelucrare şi eventual completare a materialului de pe teren se delimitează zona modelată şi se dimensionează modelul. In dimensionare, posibilităţile laboratorului în ceea ce priveşte spaţiul disponibil şi utilajul anex formează o condiţie limitativă.

Etapa a treia cuprinde construcţia modelului. După construcţia modelului se fac verificarea similitudinii geometrice şi cele două tarări, hidraulică şi sedimentologică. Metoda cea mai frecventă de tarare hidraulică este aceea a ajustării rugozităţii locale, astfel încît pînă la urmă propagarea valurilor să corespundă cu natura. Rugozitatea suplimentară influenţează însă transportul solid în punctul respectiv, fapt care trebuie considerat. Tararea sedimentologică cuprinde stabilirea materialului aluvionar pe model, determinarea unei scări aproximative pentru timp în ceea ce priveşte transportul

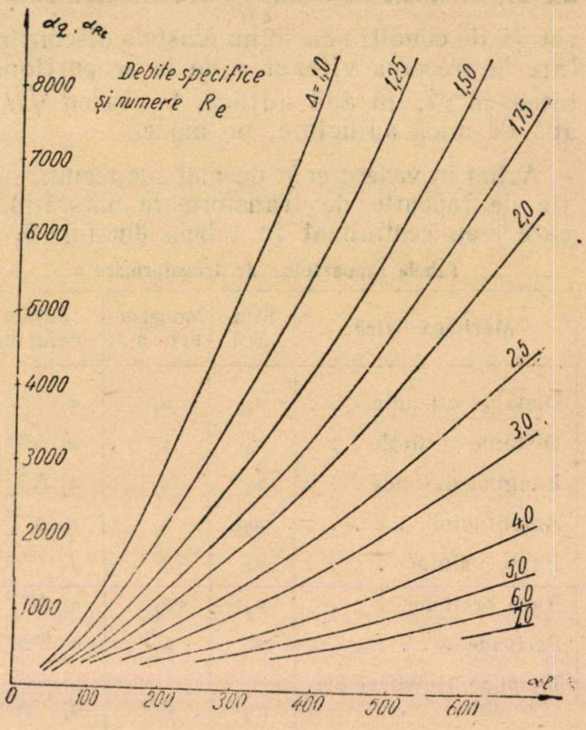


Fig. 9.

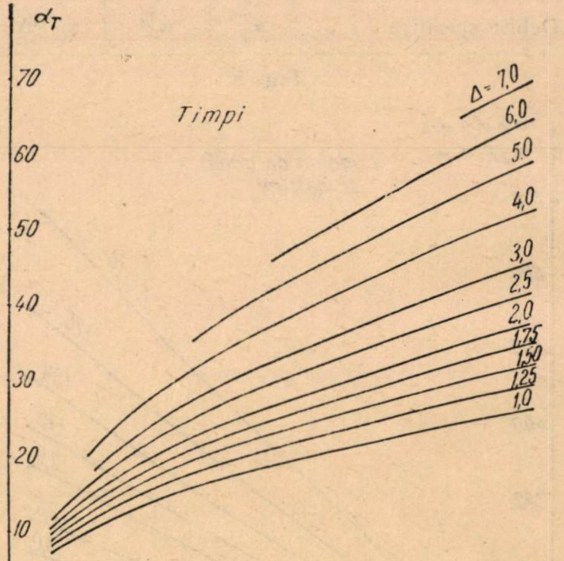


Fig. 10.

aluviunilor și fixarea ciclului de încercări tip (succesiunea de maree și hule și durata lor).

După aceasta, urmează încercările propriuzise și, în sfîrșit, încheierea lucrărilor cu interpretarea rezultatelor și alcătuirea memoriului final. Este de subliniat importanța unor strînse legături ale cercetătorului cu proiectantul pe de o parte și mai ales cu terenul, pentru o cît mai bună cunoaștere și înțelegere a fenomenelor încercate pe model și, de asemenea, pentru verificări în natură ale observațiilor pe model, în perioada de tarare și chiar mai tîrziu.

Desigur că problemele prezentate în lucrarea de față, ca de exemplu deducerea criteriilor de modelare pe baza ecuațiilor diferențiale ale mișcării sau propunerea pentru verificarea dimensionării modelului la influența tensiunii superficiale, necesită, în continuare, un studiu și mai aprofundat, îmbinat cu multă practică de cercetare.

Bibliografie

Berezkin Vs. A.: Dinamica moria, Ghidrometeoizdat, 1947.

Bojici P. K., Djunkovski N. N.: Morskoe volnenie i evo deistvie na soorujenia i berega, Mașstroiizdat, 1949.

Hunter Rouse: Engineering Hydraulics, 1949.

*** : Travaux, februarie 1955.

*** : Revue Générale de l'Hydraulique, nr. 61, 62/1951; 46, 47/1948; 57, 58/1950.

Patrașev A. N.: Ghidromehanika, Voeno-morskoe izdatelstvo, 1953.

Luzin N. N.: Calculul diferențial, Editura de stat, 1950.

★

ИСПЫТАНИЕ МОДЕЛЕЙ ПОРТОВ

В статье рассматривается ряд теоретических вопросов применительно к испытанию моделей морских гидротехнических сооружений, причем даются два критерия проверки расчета моделей подвергающися влиянию поверхностного напряжения.

Далее описываются этапы процесса выполнения морских гидрогехнических моделей.

VERSUCHE AN HAFENMODELLEN

Der vorliegende Artikel enthält einige theoretische Erörterungen über Modellversuche für Seewasserbauten, und gibt zwei Kriterien für die Überprüfung der Bemessung des Modelles im Bezug auf den Einfluss der Oberflächenspannung.

Es wird auch der Arbeitsgang bei der Herstellung der Modelle für Seebauten, gezeigt.

Cercetări asupra hidraulicii galeriilor scurte cu scurgere liberă

Ing. **P. Wisner** și ing. **O. Faibeș**

Citeva rezultate experimentale și particularități ale curgerii în zona de acces a galeriilor scurte cu nivel liber.

O serie de probleme ridicate de proiectarea instalațiilor hidrotehnice se rezolvă astăzi, cu succes, folosind încercările pe modele drept criteriu de verificare a ipotezelor simplificatoare admise de proiectant, pentru studiul comparativ al diverselor variante considerate inițial, pentru definitixarea variantei optime, etc.

De multe ori, încercările pe model întreprinse la cererea proiectantului, deși au un obiect limitat prin scopurile imediate pe care le urmăresc, pun în evidență o serie de aspecte ale fenomenelor studiate, care fiind ulterior aprofundate, pot conduce la generalizări utile practicii inginerești sau studiilor teoretice.

Lucrarea de față reprezintă un astfel de exemplu. Ea este rezultatul unui studiu experimental sugerat de rezultatele și de constatările obținute cu ocazia unor cercetări privind proiectarea unei galerii de deviere pentru una dintre uzinele noastre hidroelectrice. Lucrarea a fost efectuată de autori în 1955 în laboratorul Institutului Politehnic din București și al Institutului de Mecanică Aplicată al Academiei R.P.R., condus de prof. dr. D. Dumitrescu, membru corespondent al Academiei R.P.R. căruia autorii îi mulțumesc pe această cale pentru sprijinul acordat.

★

Studiul scurgerii cu nivel liber în conductele scurte a făcut în ultimul timp progrese mari, datorită în special cercetărilor sovietice asupra hidraulicii conductelor de evacuare pe sub terasamente (fig. 1).

Diferitele cazuri de scurgere în aceste conducte au fost studiate de Boldiakov, Andreev, Ughincius, Suhomel, Roznov, care au stabilit, pe baza a numeroase experiențe, criteriile de dimensionare a acestor uvraje. Ei au arătat, de asemenea, că într-o astfel de conductă, atunci cînd scurgerea nu este influențată de condițiile aval, pot avea loc la intrare trei regimuri de scurgere caracteristice (fig. 2):

a) scurgere liberă, cu trecere prin regimul critic;
b) scurgere semiforțată, care poate fi dublată de
c) scurgere forțată instabilă.

Scurgerea cu nivel liber în conducte sau în galerii scurte se întîlnește însă și într-o serie de lucrări hidrotehnice de proporții mai mari, cum ar fi galeriile de deviere ale șantierelor de baraje, galeriile de evacuare la unele tipuri de deversoare etc. (fig. 3).

Așa cum reiese din compararea fig. 1 și 3, deosebirea hidraulică principală dintre acești evacuatori și conductele de evacuare de sub terasamente constă în realizarea la primii, a unei porțiuni de racordare cu pantă mare în zona de intrare, denumită în literatură „prag accelerator".

Pragul accelerator are o funcțiune multiplă, și anume:

1. Mărește viteza la intrarea în galerie, reducînd secțiunea necesară a acesteia.

2. Inlătură ridicarea nivelului în amonte de galerie, înlocuind remuul de umflare printr-unul de cădere, reducînd astfel cota necesară a zidurilor de gardă.

3 .Imbunătăţeşte condiţiile de trecere prin galerie, atît pentru flotanţi, cît şi pentru materialul de fund, care, altfel, poate colmata sectorul amonte al galeriei.

a indica un mod de calcul precis, soluţia sa, care constă în introducerea unei conducte de aerare, nu asigură scurgerea liberă, ci tinde spre stabilirea scurgerii semiforţate.

O ipoteză de calcul, care să considere mai de aproape factorii care determină fenomenele de scurgere pe prag,

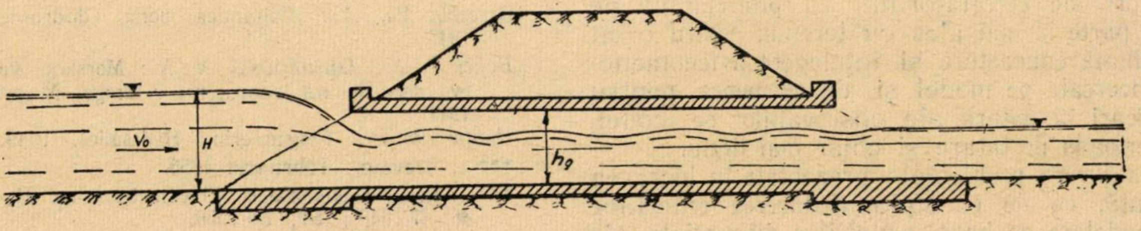


Fig. 1. Evacuarea apelor sub terasamente prin scurgere liberă în conducte scurte.

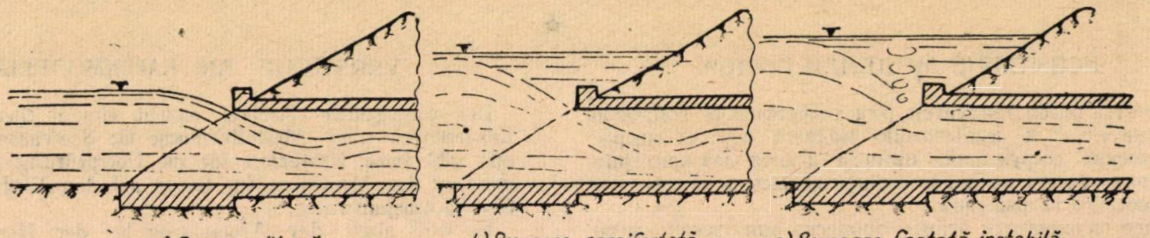
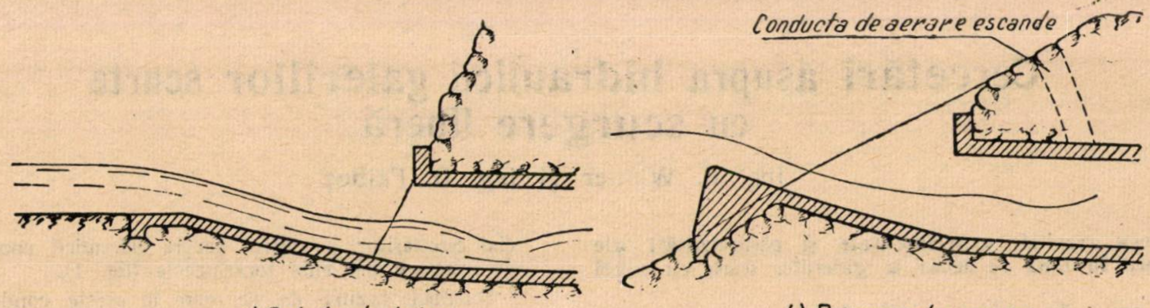

a) Scurgere liberă.
b) Scurgere semiforţată.
c) Scurgere forţată instabilă.

Fig. 2. Regimuri caracteristice de scurgere la intrarea conductelor scurte de evacuare sub terasamente.



a) Galerie de deviere
b) Deversor de evacuare

Fig. 3. Utilizarea regimului de scurgere cu nivel liber în conducte scurte la lucrări hidrotehnice.

Obiectul principal al lucrării de faţă îl constituie stabilirea căderii minime pe care trebuie s-o aibă pragul accelerator pentru a îndeplini condiţiile de mai sus.

In literatura consultată am găsit menţiuni asupra acestei probleme la mai mulţi autori, şi anume:

Rueff arată necesitatea proiectării unui prag accelerator la galeriile de deviere, însă nu se ocupă de condiţiile de intrare şi de dimensionare a zonei de acces, lucrarea sa tratînd condiţiile de ieşire din galerie, respectiv, influenţa nivelului aval.

Rohan, într-un studiu asupra conductelor de evacuare, aminteşte de asemenea necesitatea asigurării printr-o zonă de acces cu pantă mare, a energiei necesare în secţiunea de intrare.

Mayer-Peter, într-o lucrare mai veche (1924), propune dimensionarea galeriilor de deviere cu prag accelerator în ipoteza scurgerii cu nivel critic în tot lungul conductei. El nu se bazează pe experienţe şi, cum se va arăta mai departe, propunerea sa conduce la un regim instabil.

Escande descrie o serie de experienţe făcute cu o galerie de evacuare avînd tipul celeia din fig. 3, b. Fără a fost făcută de P. Wisner cu ocazia unei încercări pe model privind mărirea capacităţii de trecere a unei galerii de deviere [9]. Acest studiu a arătat că dintre diferiţii factori care au fost consideraţi ca influenţînd scurgerea, căderea pragului accelerator este cel mai important, propunîndu-se determinarea acesteia pe baza unei comparaţii a înălţimilor energetice disponibile şi necesare la intrarea în galerie. De asemenea, s-a pus în evidenţă posibilitatea existenţei pe pragul accelerator, pentru acelaşi debit şi aceleaşi condiţii geometrice, a unor regimuri de scurgere complet diferite. Această instabilitate a scurgerii, asupra căreia se revine în studiul de faţă, constituie un fenomen interesant şi care nu apare atît de clar în alte instalaţii hidraulice. Prezenţa acestei instabilităţi prezintă pericolul ca lucrarea proiectată pentru un regim de scurgere corespunzător anumitor condiţii, să lucreze în realitate în cu totul alte condiţii datorite modificării regimului de scurgere.

In lucrarea de faţă s-au reluat ideile din articolul citat mai sus, folosind pentru uşurinţa cercetării o instalaţie experimentală construită după o schemă simplificată a unui prag accelerator, avînd condițiile de acees simetrice (fig. 4). Aceasta se compune dintr-un canal lat de 0,39 m, prevăzut la capătul aval cu posibilitatea de observare a scurgerii, precum și cu instalațiile de măsurare a debitului și a nivelelor. Galeria de evacuare folosită, avea forma din fig. 5. *a*, foarte puțin modificată față de forma curent folosită în practică (fig. 5, *b*). Racordarea dintre pereții canalului și pereții galeriei s-a făcut în linie dreaptă pe o lungime de 0,50 m pe orizontală. Portalul galeriei ca și fundul pragului accelerator au fost mobili, putîndu-se deplasa pe verticală, astfel încît să realizeze o cădere convenabilă a intrării în galerie față de secțiunea în care se producea ruperea de pantă (fig. 6). Diferența maximă de nivel căpătată în acest fel a fost

$$\Delta H = 0{,}14 \text{ m}.$$

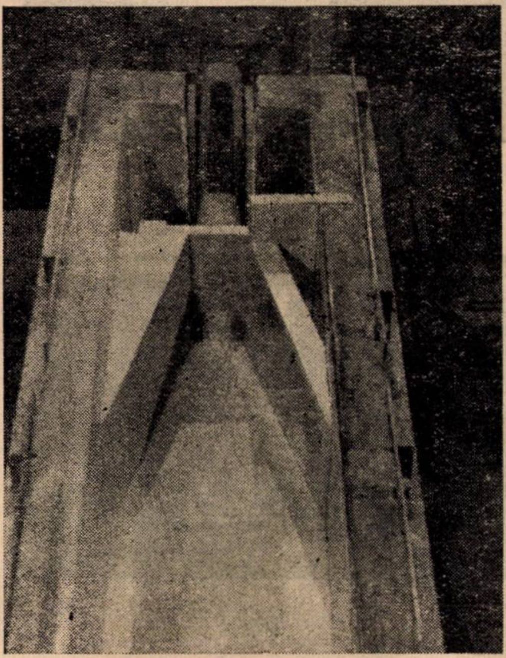


Fig. 4. Instalația experimentală.

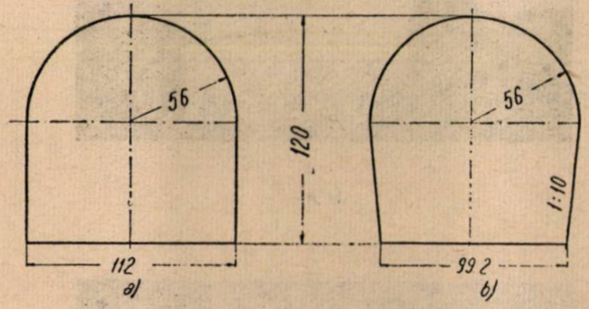


Fig. 5 Secțiunea galeriei.

Experiențele s-au făcut atît pentru portal drept cît și pentru portal curb (la intrarea în galerie), iar panta galeriei a fost astfel aleasă, încît scurgerea în interiorul acesteia să fie liberă și în regim torențial.

In total, s-au efectuat trei serii de experiențe, și anume:

— Seria 1: *studiul scurgerii la diferite înclinări ale pragului*, în care, pentru portal drept, s-a variat căderea pragului ΔH, observînd felul scurgerii și măsurînd o serie de debite și adîncimi caracteristice.

— Seria 2: *verificarea coeficienților de contracție și pierderi* la galerii avînd forma din fig. 5, în care, pentru $\Delta H = 0$ s-au măsurat debitele și adîncimile corespunzătoare ale apei în secțiunea de intrare în galerie.

— Seria 3: *studiul influenței realizării unui portal* curb în care s-a variat, de asemenea căderea pragului ΔH, comparînd scurgerile cu cele din cazul seriei 1.

Tuturor experiențelor efectuate le-a corespuns în galerie o scurgere liberă torențială, care s-a asigurat prin menținerea unei pante mai mari decît panta critică.

Fiecare experiență din seria 1 a constat în următoarele:

— pentru o poziție anumită a pragului accelerator s-a mărit treptat debitul;

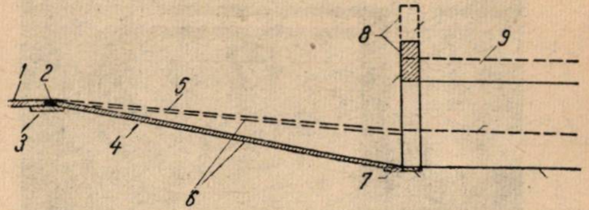


Fig. 6. Detaliu de construcție a machetei pragului accelerator.

1 — Fundul canalului; 2 — Etanșare; 3. — Balama de cauciuc; 4 — Fundul pragului accelerator în poziția 1; 5 — Fundul pragului accelerator în poziția 2; 6 — Fundul pragului accelerator; 7 — Etanșare; 8 — Portal (în cele două poziții); 9 — Galeria (în cele două poziții).

— pentru fiecare debit s-a măsurat adîncimea apei în secțiunea de intrare a galeriei h_i și adîncimea în secțiunea ruperii de pantă h_0 observînd în același timp tipul scurgerii pe pragul accelerator și în galerie;

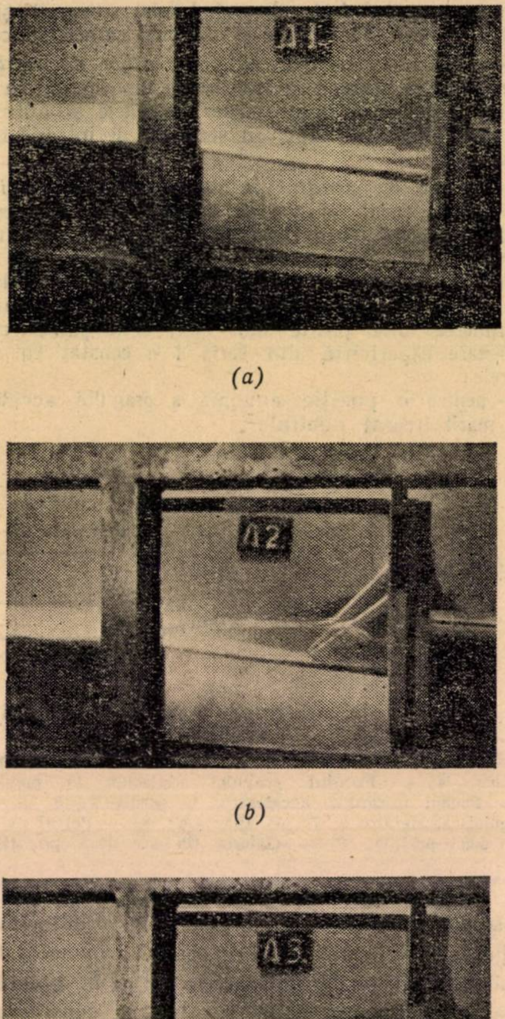
— pentru fiecare debit s-a luat în considerare și cazul în care scurgerea poate fi deranjată pentru un timp scurt de o cauză exterioară care este ulterior înlăturată, de exemplu, un flotant așezat de-a curmezișul intrării.

Experiențele au arătat că:

Pentru debite relativ mici, scurgerea pe pragul accelerator era torențială (fig. 7. *a*). Orice deranjare a scurgerii datorită unei cauze exterioare (fig. 7. *b*) determină de obicei o scurgere lentă pe porțiunea inferioară a pragului, racordată prin salt de scurgerea torențială. După înlăturarea cauzei exterioare, scurgerea lentă se mai menținea scurt timp (fig. 7 *c*), *după* care, pe pragul accelerator se restabilea scurgerea torențială (fig. 7, *d*). Prin urmare,, pentru o anumită poziție a pragului, la debite relativ mici, scurgerea pe pragul accelerator avea un caracter *torențial stabil.*

Mărind treptat debitul, s-a ajuns la un moment dat la un debit Q_1 pentru care — inițial — scurgerea pe prag era torențială (fig. 8, *a*), dar care nu mai prezenta caracter stabil, deoarece prezența unei cauze exteriare determina p eprag o scurgere lentă racordată cu salt (fig. 8, *b*), care se menținea și după înlăturarea cauzei exterioare, atît imediat după aceasta (fig. 8, *c*), cît și mai tîrziu (fig. 8, *d*).

Acest regim, pentru care, fără a modifica condițiile geometrice ale pragului și ale galeriei, au apărut două tipuri de scurgere pe prag, pentru aceiași parametri hidraulici (scurgere torențială și scurgerea lentă), a fost denumit *scurgere instabilă.* Această scurgere instabilă pe pragul accelerator s-a observat experimental pentru o serie întreagă de debite $Q > Q_1$.



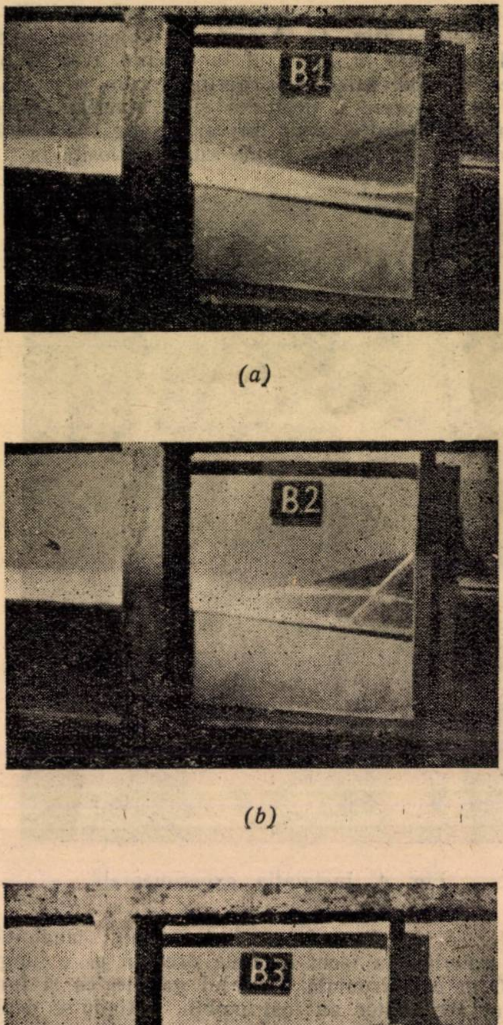
(a)

(b)

(c)

(d)

Fig. 7. Aspecte caracteristice din timpul experiențelor: *(scurgere torențială stabilă)*



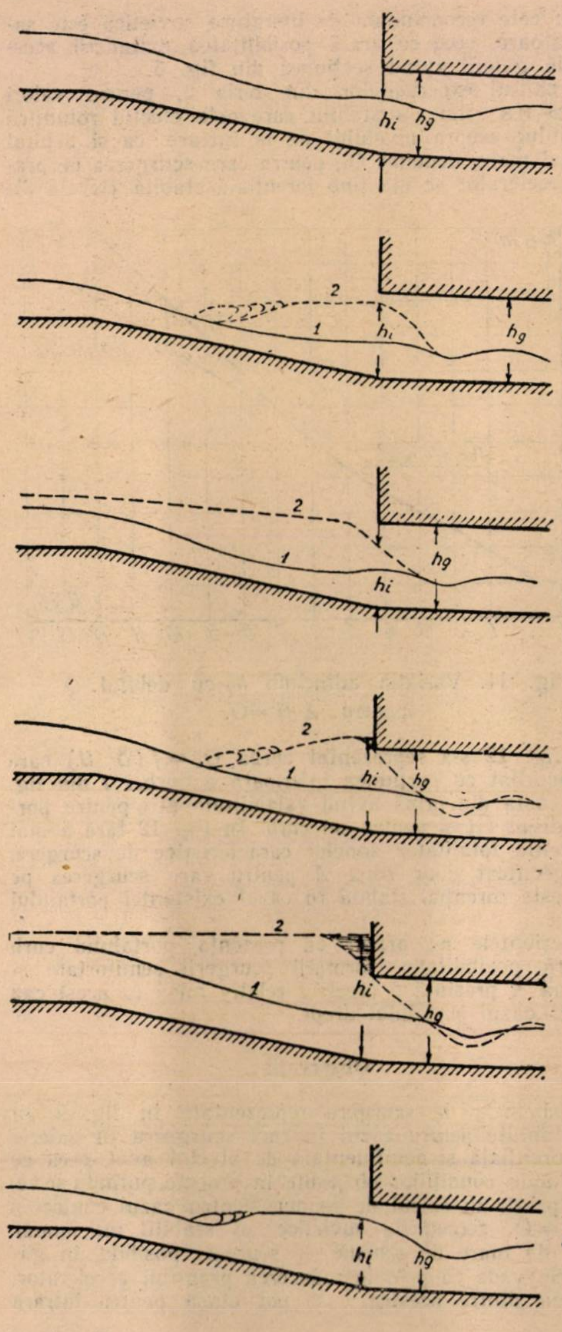
(a)

(b)

(c)

(d)

Fig. 8. Aspecte caracteristice din timpul experiențelor: *(scurgere instabilă pe pragul accelerator)*



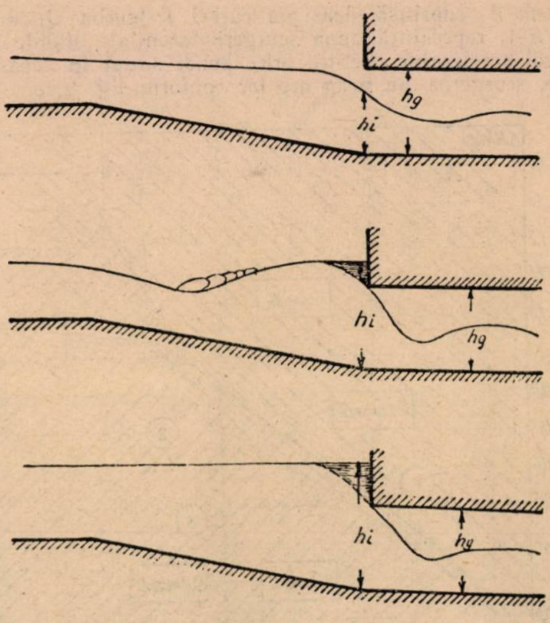


Fig. 9. Regimuri caracteristice ale scurgerii pe pragul accelerator în cazul scurgerii cu nivel liber în galeria de deviere:

a — Scurgere torențială stabilă;

b — Scurgere instabilă cu salt:
1 — scurgere torențială; 2 — scurgere lentă $h_i < h_g$.

c — Scurgere instabilă fără salt:
1 — scurgere torențială; 2 — scurgere lentă $h_i < h_g$.

d — Scurgere instabilă cu salt pe prag și semiforțată în galerie:
1 — scurgere torențială; 2 — scurgere lentă $h_i > k_g$.

e — Scurgere instabilă fără salt pe prag și semiforțată în galerie:
1 — scurgere torențială; 2 — scurgere lentă $h_i > h_g$.

f — Scurgere lentă racordată cu salt $h_i > h_g$

g — Scurgere lentă fără salt $h_i < h_g$

h — Scurgere lentă racordată cu salt pe prag și semiforțată în galerie $h_i > h_g$

i — Scurgere lentă fără salt pe prag și semiforțată în galerie $h_i < h_g$

In unele cazuri, deranjarea scurgerii pe prag a determinat și modificarea condițiilor limită (fig. 9*d* și 9*c*), deranjarea scurgerii torențiale determinînd o scurgere lentă care a înecat bolta galeriei ($h_i > h_g$, în care h_g este înălțimea galeriei).

In fig. 9, *b, c, d, e* sînt arătate toate tipurile posibile de instabilitate ale scurgerii, după cum scurgerea lentă se poate forma printr-o racordare cu salt (fig. 9, *b*), fără salt (fig. 9, *c*), cu salt și scurgere semiforțată în galerie (fig. 9, *d*) sau fără salt și scurgere semiforțată în galerie (fig. 9, *e*).

La un anumit debit $Q_2 > Q_1$ experiențele au arătat că scurgerea pe pragul accelerator devine lentă putînd lua una dintre formele din fig. 9, *f*; 9, *g*; 9, *h* sau 9, *i*.

Pentru debitul Q_2 și pentru $Q > Q_2$, experiențele au arătat că pe prag nu se mai poate obține o scurgere torențială, scurgerea lentă avînd caracterul unei scurgeri stabile.

Inafara debitelor caracteristice Q_1 și Q_2, cu ajutorul experiențelor s-a măsurat și debitul Q_3, cel mai mic debit pentru care nivelul la intrare în galerie ajungea pînă la cheia bolții, îneca intrarea în galerie, scurgerea devenind semiforțată prin aceasta (fig. 9, *h*, sau 9, *i*).

Valorile obținute pentru debitele Q_1, Q_2, Q_3 sînt date în tabela 1.

Reprezentînd debitele Q_1, Q_2 și Q_3 în funcție de căderea pragului ΔH (fig. 10), se constată că planul $Q, \Delta H$ este împărțit în mai multe zone:

Tabela 1

Nr. crt.	H dm	Q_1 l/s	Q_2 l/s	Q_3 l/s
1	0,00	0,00	0,00	8,03
2	0,20	0,93	0,95	8,20
3	0,30	1,85	2,13	7,80
4	0,40	2,65	3,23	7,70
5	0,60	5,08	6,20	8,15
6	0,80	7,80	9,25	8,05
7	0,82	8,00	9,45	8,25
8	1,00	9,50	—	—
9	1,20	10,65	—	—
10	1,40	11,60	—	—

Zona A, cuprinsă deasupra curbei *1* [curba $Q_1 = f(\Delta H)$], reprezintă zona scurgerii torenţiale stabile pe pragul accelerator. Pentru orice punct situat în această zonă, scurgerea pe prag are loc conform fig. 9, *a*.

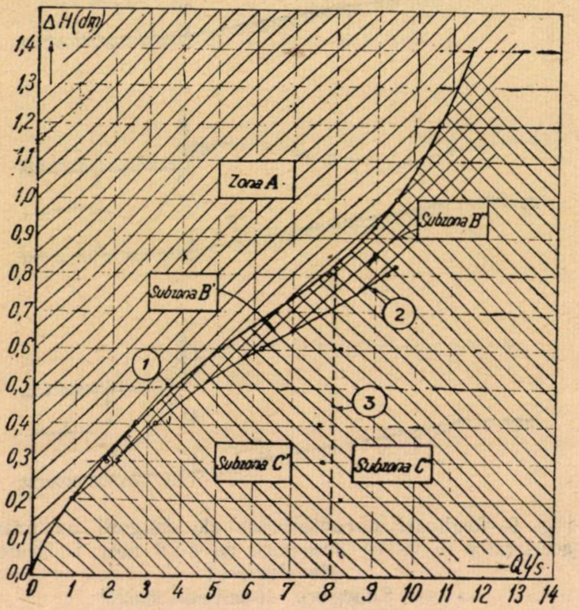


Fig. 10. Variaţia debitelor caracteristice şi zonele caracteristice ale scurgerii.

▨ Zona A
▩ Zona B
▧ Zona C

Curba 1 : $Q_1 = f(\Delta H)$
Curba 2 : $Q_2 = f(\Delta H)$
Curba 3 : $Q_3 = f(\Delta H)$

Zona B, cuprinsă între curba *1* şi curba *2* [curba $Q_2 = f(\Delta H)$], este zona de instabilitate a scurgerii pe pragul accelerator putînd fi atît o scurgere torenţială, cît şi una lentă. Zona *B* se împarte în două sub-zone:

— subzona *B'*, la stînga curbei 3 [curba $Q_3 = f(\Delta H)$], caracterizată prin $h_i < h_g$ în care scurgerea pe prag are loc conform fig. 9, *b sau* 9, *c*;

— subzona *B''*, la dreapta curbei *3*, caracterizată prin $h_i > h_g$ în care scurgerea este semiforţată, conform fig. 9, *d* sau 9, *g*.

Zona C, cuprinsă sub curba *2*, reprezintă zona scurgerii lente pe pragul accelerator. Zona *C* se împarte în două subzone:

— subzona *C'*, la stînga curbei *3*, caracterizată prin $h_i < h_g$ în care scurgerea pe prag are loc conform fig. 9, *f* sau 9, *g*.

— subzona *C''*, la dreapta curbei *3*, caracterizată prin $h_i > h_g$ în care scurgerea este semiforţată conform fig. 9, *h* sau 9, *i*.

In cadrul experienţelor din seria *2*, pentru $\Delta H = O$, s-a determinat variaţia adîncimii la intrare h_i cu debitul. Rezultatele obţinute sînt date în tabela 2 şi reprezentate în fig. 11.

Acest caz reprezintă schema de scurgere clasică a conductelor scurte, studiată de cercetătorii sovietici pentru profilul circular şi dreptunghiulor. Aşa cum se va arăta în partea a II-a, comparaţia rezultatelor noastre cu cele recomandate de literatura sovietică este satisfăcătoare, ceea ce arată posibilitatea extinderii acestora la galerii avînd secţiunea din fig. 5.

In cadrul experienţelor din seria 3, pentru valori $\Delta H > 0{,}8$ dm s-a stabilit care este efectul rotunjirii portalului asupra nivelului de la intrare, ca şi debitul cel mai mare, denumit Q_4, pentru care scurgerea pe pragul accelerator se menţine torenţială stabilă (tabela 3).

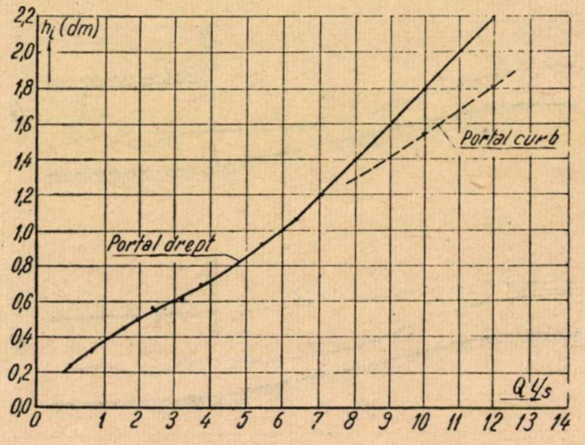


Fig. 11. Variaţia adîncimii h_i cu debitul Q pentru $\Delta H = O$.

In fig. 12 s-a reprezentat curba $Q_4 = f(\Delta H)$ care s-a racordat cu porţiunea inferioară a curbei *1* din fig. 10, aceasta din urmă avînd valabilitate atît pentru portalul drept cît şi pentru cel curb. In fig. 12 fără a mai reprezenta totalitatea zonelor caracteristice de scurgere, s-a specificat doar zona *A* pentru care scurgerea pe prag este torenţial stabilă în cazul existenţei portalului curb.

Experienţele au arătat că prezenţa portalului curb înlătură posibilitatea formării scurgerii semiforţate şi că zona *A* prezintă o creştere relativ mică în acest caz faţă de cazul portalului drept.

Observaţii

1. Schemele de scurgere reprezentate în fig. 9 au fost stabilite pentru cazul în care scurgerea în galerie este torenţială şi neinfluenţată de nivelul aval, ceea ce corespunde condiţiilor obişnuite în proecte, putîndu-se verifica printr-un calcul de remuu. Pentru cazul contrar şi $\Delta H = O$, cercetările sovietice au stabilit un număr destul de mare de scheme de scurgeri posibile, în galerie. Se vede că prin introducerea pragului accelerator, fiecăreia dintre acestea i se pot ataşa pentru intrare cîteva dintre schemele din fig. 9, ceea ce conduce la o creştere considerabilă a numărului de cazuri teoretice posibile.

Tabela 2

Q, l/s	0,97	1,55	2,10	2,10	2,55	2,95	3,45	4,20	4,70	6,40	7,35	7,75	9,03	10,95	12,95
h_i dm	0,241	0,325	0,400	0,400	0,449	0,496	0,549	0,622	0,691	0,925	1,060	1,143	1,200	1,795	2,180

Tabela 3

ΔH, dm	0,80	1,00	1,20	1,40
Q_4, l/s	8.60	10,66	14,10	15,57

2. Intrucît în proiecte se urmărește realizarea scurgerii torențiale stabile în zona de intrare, rezultă că portalul curb nu trebuie adaptat decît ca o măsură de prevedere suplimentară împotriva formării scurgerii semiforțate la debite superioare celui de calcul.

3. In cazurile practice, căderea totală, prag + galerie, este impusă de condițiile topografice. Distribuția acestei căderi între prag și galerie se face prin compararea tehnico-economică a mai multor variante. Fiecare dintre aceste variante trebuie să îndeplinească două condiții:

a) regimul torențial stabil la intrare;

b) menținerea acestui regim în interiorul galeriei.

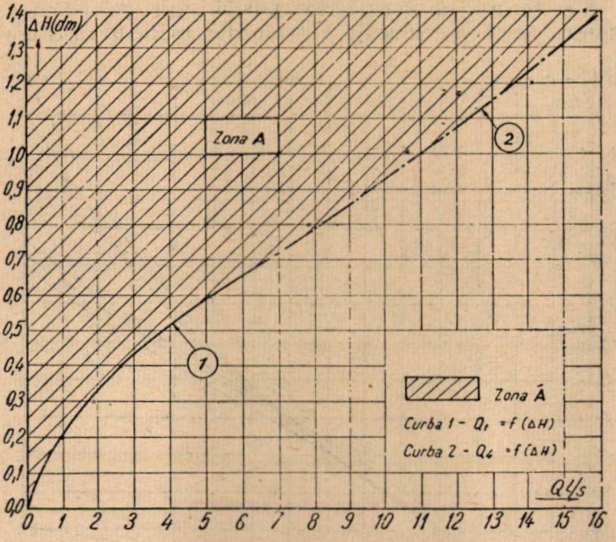


Fig. 12. Variația debitului maxim pentru care scurgerea rămîne torențial stabilă în cazul portalului curb în funcție de căderea pragului.

Verificarea îndeplinirii condiției b) se poate face printr-un calcul de remu pentru o albie prismatică. Pentru verificarea îndeplinirii condiției a) se va da metoda corespunzătoare în partea a II-a a lucrării.

★

II. Stabilirea metodei de calcul al pragurilor acceleratoare.

In vederea stabilirii metodei de calcul al pragului accelerator, s-a urmărit posibilitatea de determinare pe bază teoretică a zonei A (zona de scurgere torențial stabilită), ceea ce este tot una cu determinarea pe bază de calcul a curbei $Q_1 = f(\Delta H)$ care delimitează zona A.

Se poate demonstra posibilitatea de cunoaștere a variației $Q_1 = f(\Delta H)$ pe baza unui calcul destul de simplu.

Să considerăm următoarele înălțimi energetice caracteristice (energii specifice ale diverselor secțiuni caracteristice):

1. *Inălțimea energetică disponibilă a rîului* în secțiunea în care are loc ruperea de pantă, notată cu H_0. Această înălțime va fi, în general (atît timp cît pe prag este o scurgere torențială), cea corespunzătoare adîncimii critice

$$H_0 = h_{0c} + \frac{\alpha V_0^2}{2g},$$

în care:

h_{0c} este adîncimea critică în secțiunea ruperii de pantă pentru un anumit debit Q;

α — un coeficient care ține seamă de neuniformitatea vitezei în secțiune ($\alpha = 1{,}1$);

V_0 — viteza în secțiunea ruperii de pantă.

$$V_0 = \frac{Q}{\omega_{0c}},$$

în care ω_{0c} este suprafața vie în secțiunea ruperii de pantă, corespunzătoare adîncimii critice h_{0c}.

2. *Inălțimea energetică disponibilă în secțiunea de intrare în galerie*, notată cu H_{disp}. Această înălțime este dată de relația:

$$H_{disp} = H_0 + \Delta H - h_r,$$

în care:

ΔH reprezintă energia suplimentară realizată prin introducerea pragului accelerator, ceea ce geometric corespunde tocmai diferenței de nivel între secțiunea în care are loc ruperea de pantă și secțiunea de intrare în galerie:

h_r reprezintă pierderea de sarcină pe porțiunea de acces.

3. *Inălțimea energetică minimă necesară în secțiunea de intrare în galerie pentru a asigura scurgerea*, notată cu $H_{1\,min}$. Această înălțime depinde de natura scurgerii în galerie.

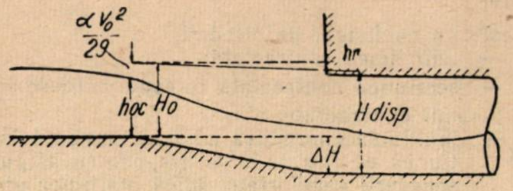


Fig. 13. Interpretarea geometrică a energiei disponibile.

In cazul scurgerii libere, calculul debitului care trece prin galeria scurtă se poate face ca și în cazul deversorului cu prag lat, iar în galerie se formează teoretic o adîncime critică.

$$Q = \varphi_c \omega_c \sqrt{\frac{2g}{\alpha}\,(H_{ic} - h_c)},$$

în care:

φ_c reprezintă un coeficient de pierderi;

h_c — adîncimea critică;

α — un coeficient care ține seamă de neuniformitatea vitezei în secțiune;

ω_c — secțiunea vie a galeriei corespunzătoare adîncimii critice;

H_{ic} — înălțimea energetică minimă necesară în secțiunea de la intrarea în galerie, pentru asigurarea scurgerii libere:

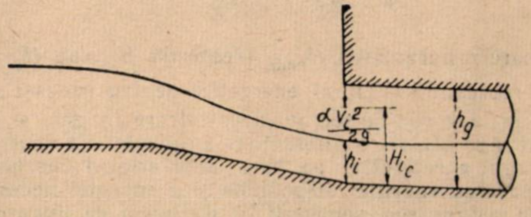


Fig. 14. Interpretarea geometrică a energiei minime necesare în secțiunea de intrare în cazul $h_i < h_g$.

$$H_{ic} = h_i + \frac{\alpha V_i^2}{2g},$$

în care: h_i este adîncimea în secțiunea de la intrarea în galerie;

V_i — viteza apei în secțiunea de la intrare în galerie.

În realitate, datorită curburii firelor de curent, în galerie se va forma o adîncime ceva mai mică decît adîncimea critică. Acest lucru a fost pus în evidență de cercetătorii sovietici care consideră adîncimea reală $h'_c = \varepsilon h_c$, ε fiind un coeficient subunitar.

Notînd secțiunea vie a galeriei corespunzătoare adîncimii reale h'_c, cu ω'_c, relația debitului devine:

$$Q = \varphi_c\, \omega'_c \sqrt{\frac{2g}{\alpha}\left(H'_{ic} - h'_c\right)}$$

de unde, explicitînd înălțimea energetică reală minimă necesară din secțiunea de la intrare H'_{ic}, rezultă:

$$H'_{ic} = \frac{1}{\varphi_c^2} \cdot \frac{\alpha Q^2}{2g\,\omega'^2_c} + h'_c$$

În cazul scurgerii semiforțate, debitul este dat de o relație analogă celei de mai sus, și anume:

$$Q = \varphi'_K \omega_K \sqrt{\frac{2g}{\alpha}\left(H_{i_K} - h_K\right)}$$

în care:

- φ este un coeficient de pierderi;
- h_K — adîncimea contractată;
- ω_K — secțiunea contractată corespunzătoare adîncimii contractate;
- H_{i_K} — înălțimea energetică minimă necesară în secțiunea de intrare în galerie, pentru asigurarea scurgerii semiforțate, adică înălțimea energetică $H_{i\,min}$ definită mai sus, pentru cazul $h_i > h_g$, în care h_g este înălțimea galeriei:

$$H_{i_K} = h_i + \frac{\alpha V_i^2}{2g}.$$

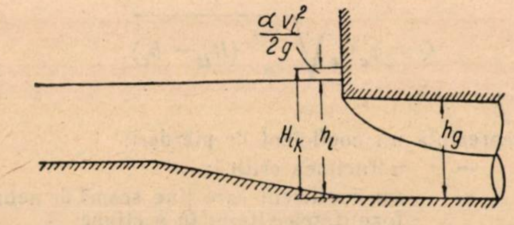


Fig. 15. Interpretarea geometrică a energiei minime necesare în secțiunea de intrare în cazul $h_i > h_g$

Explicitînd înălțimea energetică H_{i_K}, rezultă:

$$H_{i_K} = \frac{1}{\varphi'^2_K} \cdot \frac{\alpha Q^2}{2g\,\omega_K^2} + h_K.$$

Deoarece parametrii $H_{i\,min}$ (respectiv H'_{ic} sau H_{i_K}) și H_{disp} reprezintă înălțimi energetice pentru aceeași secțiune (este vorba de secțiunea de intrare în galerie, s-a căutat a se stabili o diferențiere a tipurilor de scurgere pe pragul accelerativ, pe baza unor criterii energetice (compararea energiei disponibile și a energiei necesare pentru asigurarea scurgerii în secțiunea de intrare în galerie).

Bilanțul energetic în secțiunea de intrare în galerie este următorul:

$$H_{disp} = H_0 + \Delta H - h_r \geqslant H_{i\,min},$$

unde

$$H_{i\,min} = H'_{ic} \text{ dacă } h_i < h_g$$

sau

$$H_{i\,min} = H_{i_K} \text{ dacă } h_i > h_g.$$

(De observat că inegalitatea $H_{disp} \geqslant H_{i\,min}$ epuizează întreg domeniul real al posibilităților de scurgere prin galerii, cazul $H_{disp} < H_{i\,min}$ neavînd o corespondență fizică).

Trasarea grafică a curbelor $H'_{ic} = f\,(Q)$ și $H_{i_K} = f(Q)$ nu este însă posibilă atît timp cît nu se cunosc valorile coeficienților ε, φ_c, φ'_K, precum și valoarea raportului $\frac{\omega_K}{\omega_0}$, unde ω_0 este secțiunea galeriei. Pe de altă parte, determinarea experimentală a valorilor coeficienților de mai sus este dificilă.

S-a recurs la verificarea posibilității de adoptare pentru acești coeficienți a valorilor indicate în literatura sovietică pentru cazul galeriilor dreptunghiulare fără prag accelerator: $\varepsilon = 0{,}9$; $\varphi_K = \varphi_c = 0{,}90 \ldots 0{,}95$; $\frac{\omega_K}{\omega_0} = 0{,}62 \ldots 0{,}64$. În vederea acestui scop s-au reprezentat în fig. 16 curbele $H'_{ic} = f\,(Q)$ și $H_{i_K} = f\,(Q)$ calculate cu coeficienții de mai sus. Pe același grafic s-a reprezentat și curba obținută experimental pentru $\Delta H = 0$ în cazul galeriei model (v. partea I a lucrării).

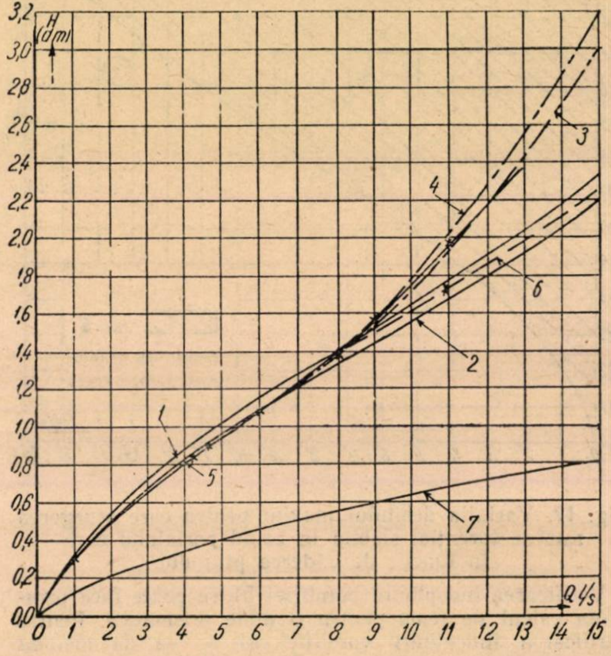


Fig. 16. Compararea rezultatelor obținute experimental cu ipotezele teoretice și aproximațiile admise, în cazul $\Delta H = 0$.

1 = $H'_{ic} = f\,(Q)$ ptr. $\varepsilon = 0{,}9$ și $\varphi_c = 0{,}9$;
2 — $H'_{ic} = f\,(Q)$ ptr. $\varepsilon = 0{,}9$ și $\varphi_c = 0{,}95$;
3 — $H_{ik} = f\,(Q)$ ptr. $\varphi_k = 0{,}95$ și $\omega_{k/\omega_0} = 0{,}64$;
4 — $H_{ik} = f\,(Q)$ ptr. $\varphi_k = 0{,}95$ și $\omega_{k/\omega_0} = 0{,}62$;
5 — Curba experimentală la portal drept;
6 — Curba experimentală la portal curb;
7 — $Q_0 = f\,(Q)$.

Punctele experimentale ale curbei s-au obținut cu relația:

$$H_i = h_i + \frac{\alpha Q^2}{b^2 h_i^2\, 2g},$$

în care b reprezintă lățimea pragului accelerator în dreptul intrării în galerie.

După cum se poate vedea în fig. 16, există aproape o suprapunere a curbelor teoretice cu curba experimentală, ceea ce confirmă posibilitatea aplicării coeficienților de mai sus la forma galeriei studiate (și, în general, la toate formele de galerii de secțiune asemănătoare, întîlnite în practica hidrotehnică).

S-au adoptat următoarele valori: $\varepsilon = 0{,}9$; $\varphi_c = 0{,}9$; $\varphi_K = 0{,}95$; $\dfrac{\omega_K}{\omega_0} = 0{,}64$.

Prin urmare, înălțimea energetică minimă necesară se poate calcula teoretic.

Scăzînd din curba $H_{i\ min} = f(Q)$, determinată prin calcul, curba $H_0 = f(Q)$ de asemenea calculată s-a obținut variația $H_{i\ min} - H_0 = f(Q)$.

Admițînd cazul limită al bilanțului de energie, adică $H_{disp} = H_{i\ min}$, rezultă că:

$$H_0 + \Delta H - h_r = H_{i\ min},$$

sau

$$H_{i\ min} - H_0 = \Delta H - h_r.$$

Considerînd pierderile de sarcină h_r neglijabile în raport cu celelalte energii, rezultă:

$$H_{i\ min} - H_0 = \Delta H.$$

Prin urmare, curba calculată $H_{i\ min} - H_0 = f(Q)$ reprezintă, în cazul limită al bilanțului de energie și în ipoteza unor pierderi de sarcină pe pragul accelerator neglijabile, variația căderii pragului accelerator funcție de debit, adică $\Delta H = f(Q)$.

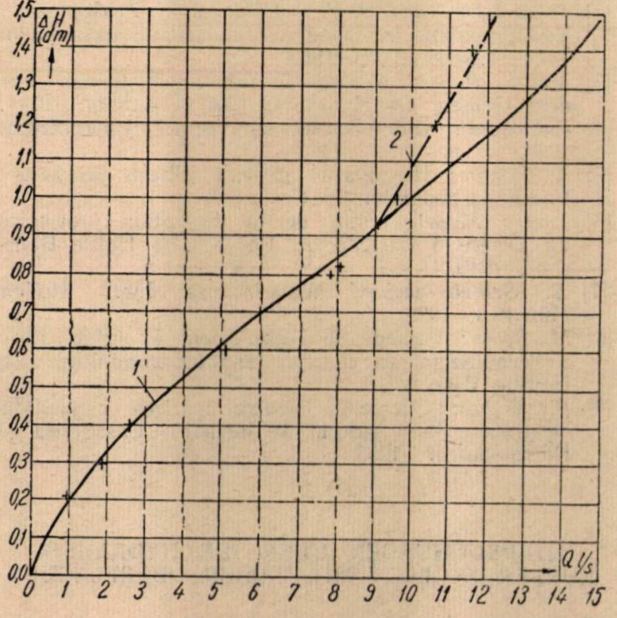


Fig. 17. Stabilirea bilanțului de energie în cazul scurgerii torențial stabilite pe pragul accelerator.

In fig. 17 s-a reprezentat curba $H_{i\ min} - H_0 = f(Q)$, respectiv curbele $H'_{ic} - H_0 = f(Q)$ și $H_{i_K} - H_0 = f(Q)$ și punctele obținute experimental în cazul portalului drept pentru debitul caracteristic Q_1.

Se observă că rezultatele experimentale se suprapun peste curba calculată. De aici rezultă că variația $Q_1 = f(\Delta H)$ poate fi calculată teoretic, corespunzînd variației $H_{i\ min} - H_0 = f(Q)$ și că, din punct de vedere energetic, curba $Q_1 = f(\Delta H)$ corespunde cazului limită al bilanțului energetic, adică $H_{disp} = H_{i\ min}$. Pentru oricare alt debit $Q < Q_1$ corespunzător unui anumit ΔH, scurgerea pe pragul accelerator este torențial stabilă iar diferența $H_{i\ min} - H_0$ corespunde unei valori inferioare valorii lui ΔH, adică:

$$H_{i\ min} - H_0 < \Delta H,$$

de unde:

$$\Delta H + H_0 > H_{i\ min},$$

sau, neglijînd pierderile de sarcină,

$$H_{disp} > H_{i\ min}.$$

Prin urmare, pentru ca pe pragul accelerator să aibă loc o scurgere torențială stabilă, fără de care pragul nu-și poate îndeplini funcțiunile arătate la începutul lucrării, este necesar ca $H_{disp} > H_{i\ min}$, iar ca limită inferioară a energiei ce trebuie asigurată cu ajutorul pragului accelerator, poate fi considerată curba $H_{i\ min} - H_0 = f(Q)$, adică curba $H'_{ic} - H_0 = f(Q)$, racordată cu curba $H_{i_K} - H_0 = f(Q)$ (respectiv curbele 1 și 2 din fig. 17).

★

Pentru a ilustra metoda de dimensionare a unui prag accelerator, se dau în cele ce urmează indicațiile necesare rezolvării următoarei probleme:

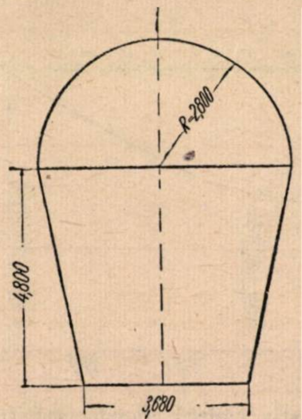


Fig. 18. Secțiunea galeriei.

— Cunoscînd dimensiunile galeriei conform fig. 18, lățimea $B = 40$ m a rîului în secțiunea ruperii de pantă admise în forma dreptunghiulară și debitul maxim $Q_{max} = 285$ m³/s ce urmează a fi evacuat, să se determine căderea pragului accelerator

Pentru rezolvarea problemei se procedează în felul următor:

a) Se calculează pentru diverse valori ale debitului Q energiile minime necesare $H_{i\ min}$, respectiv H'_{ic} și H_{i_K}. Pentru aceasta se determină, în prealabil, curbele $\omega = f(h)$, adică variația secțiunii galeriei cu adîncimea, și $h_c = f(Q)$, adică variația adîncimii critice în galerie în funcție de debit și se admit valori pentru ε, φ_c, φ_K $\dfrac{\omega_K}{\omega_0}$ conform indicațiilor din literatura sovietică [$\varepsilon = 0{,}9$; $\varphi_c = 0{,}9$; $\varphi_K = 0{,}95$; $\omega_K = 0{,}64\ \omega_0$).

b) Se calculează curba energiei H_0 în secțiunea ruperii de pantă pentru o serie de valori ale debitului Q.

c) Se reprezintă grafic curba $H_{i\ min} - H_0 = f(Q)$ (fig. 19).

d) Pentru debitul $Q_{max} = 285$ m³/s, se determină pe graficul din fig. 19 căderea minimă necesară a pragului accelerator $H = 12{,}4$ m.

Observație. Metoda de dimensionare a pragului accelerator a fost ilustrată mai sus printr-un calcul grafo-analitic. Pentru rezolvarea problemei propuse s-ar fi putut aplica aceeaşi metodă printr-un calcul analitic, determinînd foarte simplu valorile energiilor H'_{ic}, H_{i_K} şi H_0 pentru Q_{max}.

Calculul grafo-analitic poate fi util însă în rezolvarea mai multor probleme inginereşti, printre care şi verificarea debitului maxim care poate fi evacuat printr-o galerie existentă. De exemplu, pentru aceeaşi galerie dată în problemă şi pentru un prag avînd $\Delta\ H=7$ m, debitul maxim care poate fi evacuat cu condiția ca scurgerea să fie torențial stabilă este $Q=180$ m³/s.

Recapitulația notațiilor principale

a) *Energii specifice*:

H_0 — înălțimea energetică disponibilă a rîului (în secțiunea de rupere a pantei); H_{disp} — înălțimea energetică disponibilă la intrarea în galerie; $H_{i\ min}$ — înălțimea energetică minimă necesară în secțiunea de intrare a galeriei pentru asigurarea unui regim dat de scurgere;

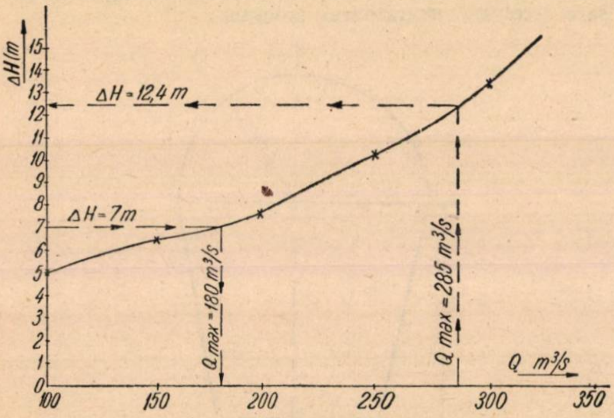


Fig. 19. Variația căderii pragului accelerator $\Delta H = H_{i\ min} - H_0$ cu debitul Q şi rezolvarea grafo-analitică a problemei propuse.

H_{ic} — înălțimea energetică corespunzătoare formării adîncimii critice în secțiunea de intrare; H'_{ic} — aceeaşi pentru adîncimea critică redusă; H_{i_K} — înălțimea energetică corespunzătoare secțiunii contractate în galerie.

b) *Adîncimi*:

h_{0c} — adîncimea critică pe prag; h_i — adîncimea în secțiunea de la intrarea în galerie; h_g — înălțimea galeriei; h_c — adîncimea critică a galeriei; h'_c — adîncimea critică redusă a secțiunii galeriei; h_K — adîncimea contractată a secțiunii galeriei.

c) *Secțiuni*:

ω_g — secțiunea galeriei; ω_c — secțiunea vie a galeriei corespunzătoare adîncimii critice; ω'_c — idem, pentru adîncimea critică redusă; ω_K — idem, pentru adîncimea contractată.

d) *Coeficienți*:

ε — coeficient de reducere al adîncimii critice; φ_c — coeficient de pierderi în cazul scurgerii după schema deversorilor cu prag larg; φ_K — idem, în cazul scurgerii semiforțate; α — coeficientul lui Coriolis.

Bibliografie

[1] *M. E. Faktorovici:* Neravnomernie dvijenie jidkosti v beznapornîh prizmeticeskîh vodovodah, Izvestia VNIIG 32.
[2] *V. A. Jaroscenko, O. V. Andreev, A. G. Prokopovoci:* Vodopropusnie trubî pod jeleznodarinimi nasîmpiami Trudi T.N.I.S. RIPS, 1952.
[3] *Meyer Peter*: Neuere Berechnungsmethoden aus dem Gebiete der Hydraulik (Schw. Bztung, 1924).
[4] *Pavlovski:* Gidravliceski spravocnik, Energoizdat, 1937.
[5] *K. Rohan:* Hospodarne riesenie dlhych priepustov Vodni hospodarstvi, 1954.
[6] *Rueff:* Modele reduit de la derivation provisoire du Zezère à Castello du Borda, „La Huille Blanche“, 1949.
[7] *E. Schleiermacher:* Wasserbfluss durch Stollen München, 1928.
[8] *M. Serre:* Passage de l'écoulement à surface libre á l'écoulement en charge dans les conduites, „La Houille Blanche“.
[9] *P. Wisner:* Cercetări pentru mărirea capacității de trecere la o galerie de deviere, „Energetica şi Hidrotehnica“. 1955.

★

ИССЛЕДОВАНИЯ В ОБЛАСТИ ГИДРАВЛИКИ КОРОТКИХ ГАЛЕРЕЙ СО СВОБОДНЫМ ТЕЧЕНИЕМ

Описываегся ряд особенностей течением в зоне доступа коротких галерей со свободным уровнем, установленных экспериментальным исследованием. Выявляются характерные явления нестабильности, причем выдвигаются вопросы связанные с проектированием зон доступа к этим галереям, осуществляемых в практике в виде участка с большим уклоном, называемым ускоряющим порогом.

Во второй части статьи предложенный автором расчетный метод проектирования ускоряющих порогов в коротких галереях со свободным уровнем, разработан на основе опытов на моделях. Метод иллюстрируется численным примером.

UNTERSUCHUNGEN UBER DIE HYDRAULIK KURZER STOLLEN MIT FREIER OBERFLÄCHE

Es werden eine Reihe von Besonderheiten des Abflusses im Einlauf von kurzen Stollen welche mit freier Oberfläche funktionieren,/ auf Grund von Versuchen gezeigt

Einige Instabilitätsphenomäne werden dabei besonderer Betrachtung gewürdigt, und eine Reihe von Fragen betreffend den Entvurf des Einlaufes der Stollen hervorgehoben, indem auch praktische Ergebnisse gezeigt werden, die mit Hilfe eines Abschnittes mit grossem Gefälle, genannt Beschleunigungsschwelle, erreicht wurden.

Îndiguirile din Republica Populară Romînă

Ing. Const. Haret

În condițiile naturale ale țării noastre, scurgerea de suprafață constituie sursa de apă care contribuie cel mai mult la umezirea în exces, temporară sau permanentă, a terenurilor agricole.

Pe suprafețele cu sol impermeabil sau slab permeabil și fără drenaj extern sau cu drenaj extern slab, ca și pe acelea cu relief depresionar fără scurgere, se acumulează, mai ales primăvara, apa scursă de pe terenurile mai înalte, provenită din ploi sau din topirea zăpezilor.

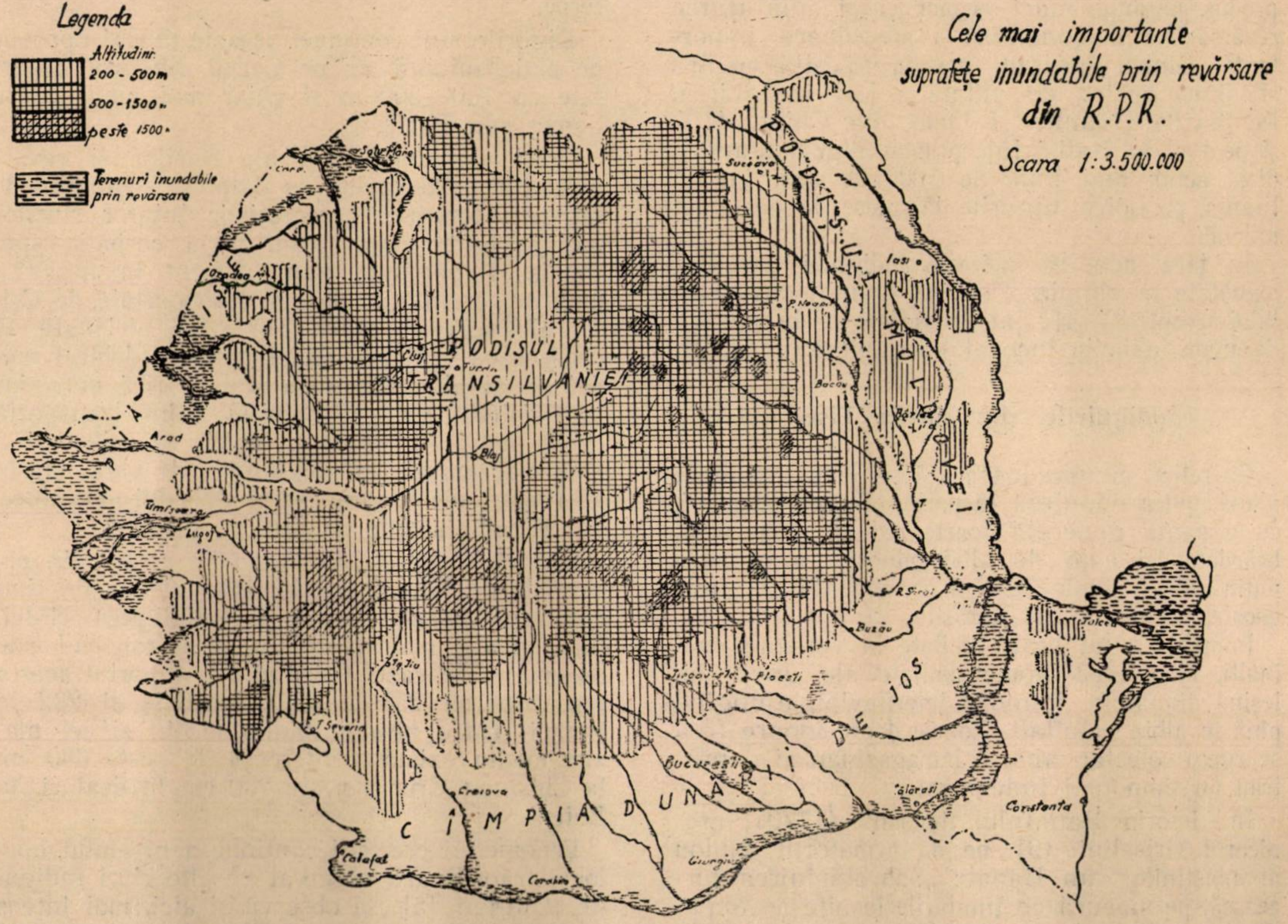

Legenda
Altitudini
200 - 500m
500 - 1500 „
peste 1500 „
Terenuri inundabile prin revărsare
Cele mai importante suprafețe inundabile prin revărsare din R.P.R.
Scara 1:3.500.000
Satu Mare
Suceava
PODIȘUL MOLDOVEI
Iasi
P. Neamț
Oradea
Cluj
Turda
PODIȘUL TRANSILVANIEI
Bacău
Bîrlad
Arad
Blaj
Timișoara
Lugoj
R. Sărat
Buzău
Tulcea
Tg. Jiu
Tîrgoviște
Ploești
T. Severin
București
Călărași
Craiova
Constanța
CÎMPIA DUNĂRII DE JOS
Calafat
Corabia
Giurgiu

Fig. 1. Cele mai importante suprafețe inundabile prin revărsare din R.P.R.

De asemenea, terenurile agricole din luncile inundabile sînt alimentate în exces prin revărsare din rîuri. Durata inundației este în funcție de regimul scurgerii apelor mari și de înălțimea relativă a terenului față de nivelul rîului. Terenurile mai înalte sînt inundate mai rar și pentru timp mai scurt; terenurile joase, mai frecvent, adesea apa rămînînd pe sol chiar după retragerea apelor rîului în albia minoră.

Pagubele aduse agriculturii sînt în raport cu durata acoperirii cu apă a terenului agricol și cu planta cultivată. Din experiențe [1, 2] s-a constatat că plantele mor dacă în perioada de vegetație sînt inundate continuu 8—10 zile în cazul secarei de toamnă, 5—8 zile în cazul orzului, 10—11 zile în cazul ovăzului, 20—25 zile în cazul ierburilor graminee. O zi de inundare a scăzut recolta la grîul de toamnă cu 20%.

Țara noastră are întinse suprafețe agricole care sînt inundate aproape anual de scurgerile de suprafață, mai des în timpul primăverii, din cînd în cînd vara și, rareori, toamna sau iarna. Aceste suprafețe se găsesc pe cîmpia joasă a Tisei, pe lunca inundabilă și în Delta Dunării și aproape pe toate luncile rîurilor din zona subcolinară și de șes.

După date recente ale Ministerului Agriculturii [6], suprafețele agricole care sînt afectate de apă în exces, în mod temporar sau permanent, reprezintă aproape 12% din suprafața agricolă a țării sau circa 18% din suprafața arabilă totală. Raportat la aceleași suprafețe, totalul teritoriilor agricole ce primesc apă prin revărsarea din rîuri (fig. 1) reprezintă peste 10%, respectiv peste 16%.

Importanța social-economică a problemei

inundațiilor produse prin revărsare reiese și mai bine dacă se ține seamă că, din punctul de vedere al producției agricole, după teritoriile irigate rațional, suprafețele luncilor inundabile reprezintă terenurile cu cea mai mare productivitate. Fertilitatea mare a acestor ținuturi și, probabil, ușurința de mișcare pe care o oferea apa au făcut ca luncile să fie leagănul primelor așezări omenești.

Din cele mai vechi timpuri inundațiile au produs pagube mari economiei și înlăturarea revărsărilor a constituit o preocupare importantă. Dintru început, metoda folosită pentru stăvilirea apelor de viitură a fost îndiguirea. Pe fluviile Huanhe și Iantzî din China [10] și pe Pad în Italia [5], primele diguri s-au ridicat acum mai bine de 2 000 de ani, iar în Franța, pe Loire, digurile dăinuiesc de peste un mileniu.

În țara noastră primele îndiguiri au fost executate în cîmpia Tisei, pe la mijlocul secolului trecut [9, 4], iar în partea de la răsărit de munți, abia la începutul acestui secol [5, 8].

Îndiguirile din cîmpia Tisei

Ca relief, cîmpia joasă a Tisei este o unitate plană, puțin ondulată în partea dinspre dealuri, cu o pantă generală foarte redusă spre vest, brăzdată ici colo de albii minore, în general puțin adînci, unele cu apa permanentă și altele uscate, vechi cursuri părăsite.

Inundațiile nu erau limitate la versanți mai înalți, ci adesea apele umflate ale unui rîu, ieșind din albie, inundau interfluviul, ajungînd pînă în albia celuilalt. Zonele depresionare fără scurgere colectau apa, o înmagazinau și o păstrau un timp mai îndelungat.

În „Istoria Banatului timișan" (1770), cronicarul Griselini [9] ne dă următorul tablou al mlaștinilor din Banat: „Sub stăpînirea turcească, pe măsură ce ținuturile locuite se împuținau, se înmulțeau mocirlele și apele stătătoare... pămînturile apropiate de Mureș și de-a lungul Tisei, de la Seghedin pînă dincolo de Titel, erau mocirloase... Neoprite de diguri, apele umpleau toate ținuturile joase și formau cînd mocirle noi și mai mari decît cele vechi, cînd gropi cu nămol care nu erau accesibile nici pentru oameni și nici pentru animale... aceste gropi nu cu puțin contribuiră la siguranța cetății Timișoara...".

În Banat, primele lucrări au început după 1716, o dată cu trecerea acestei provincii de sub dominația turcă sub Austrieci și au avut la început un scop militar [9].

În Crișana, lucrările au început pe la mijlocul secolului al XVIII-lea (1749), cu prima încercare pentru desecarea bălții Ecedului [3, 4]. Mai tîrziu, pe toată cîmpia Tisei, s-au început lucrări de îndiguire pentru oprirea revărsărilor și lucrări pentru regularizarea apelor din zonele apărute cu diguri. Cu întreruperi destul de lungi în perioadele mai secetoase și cu ape mici și cu reluări în perioadele cu precipitații bogate și ape mari, lucrările au durat aproape două secole.

Astăzi, în cîmpia Tisei de pe teritoriul țării noastre, sînt îndiguite circa 465 000 ha terenuri arabile. Lungimea totală a digurilor depășește 1 350 km și aproximativ 2 000 km canale de desecare servesc la regularizarea apelor interne.

Digurile sînt continue, așezate uneori aproape de albia minoră, ca pe Crișul alb, sau depărtate cu 100—500 m și chiar mai mult, ca la Someș sau Timiș.

Creșterile tumultoase ale rîurilor și revărsarea lor peste maluri se datoresc regimului de scurgere torențial caracteristic tuturor rîurilor noastre care coboară din arcul carpatic spre cîmpie. Repartizate mai uniform în decursul unui an, cantitățile de apă transportate de Crișul alb spre exemplu, n-ar reuși niciodată să depășească malurile albiei minore (debitul modul anual abia atinge la Buteni 15,5 m^3/s, iar la Chișineu Criș 19,2 m^3/s). Rîul transportă debite mari în perioada topirii zăpezilor și a ploilor torențiale sau prelungite de vară, iar în anotimpul secetos sau iarna albia lui abia duce, uneori, cîteva sute de litri pe secundă.

Raportul dintre debitul maxim mediu din perioadele de viitură și cel minim mediu din timpul verii caracterizează torențialitatea rîului, fiind cu atît mai puternică, cu cît raportul este mai mare. În cazul Crișului alb, raportul acesta are valoarea 253 la Chișineu Criș și 232 la Buteni. Între nivelul minim mediu și cel maxim mediu există o diferență de peste 600 cm la Chișineu Criș și peste 230 cm în dealuri, la Buteni.

Fenomenul creșterii continue a nivelului apelor extraordinare, observat pe alte rîuri îndiguite continuu [5], se observă și aici, mai intens pe Crișul alb, iar pe celelalte rîuri din cîmpia Tisei cu atît mai puțin intens, cu cît zona dig-mal este mai largă. Cantitativ, procesul a fost prins pe rîul Pad, unde după îndiguire nivelul apelor mari s-a ridicat cu 2,1 m, pe Loire cu 3,5 m, pe Tisa cu 2,45 m și cu 4,4 m pe Mississipi [5]. Acest proces se datorește mai multor cauze dintre care cea mai importantă este ridicarea fundului albiei prin colmatare. După 2 000 de ani de îndiguire continuă, fundul albiei fluviului Huanhe din China [10] a ajuns cu 3—10 m mai sus decît terenul apărat, iar după unele măsurători, la Crișul alb nivelul fundului a depășit în unele locuri terenul alăturat, cu 0,8—1,5 m. Materialul solid în suspensie, care înainte de îndiguire se depunea într-un strat subțire pe întreaga zonă inundabilă, după îndiguire s-a depus din abundență numai în albia minoră și în zonele dig-mal, contribuind activ la înălțarea acestora.

Asigurarea zonelor apărate a cerut înălţarea periodică a digurilor, ori de cîte ori nivelele maxime observate le depăşeau pe cele observate anterior. Construite în 1855, digurile Crişului alb au fost supraînălţate în 1886 şi în 1951. Lucrări de supraînălţare s-au executat, la diferite date, şi pe celelalte rîuri din cîmpia Tisei.

In funcţionarea digurilor de pămînt există un oarecare coeficient de nesiguranţă, pentru prevenirea căreia sînt necesare supravegherea continuă şi intervenţia promptă în timpul apelor mari. Aceste operaţii se fac de instituţii tehnice specializate şi comportă cheltuieli destul de mari. La costul investiţiei iniţiale se adaugă mereu cheltuielile permanente cerute de supravegherea şi de întreţinerea curentă, cheltuielile ocazionale cerute de lucrările de apărare din perioadele de viituri, precum şi reparaţiile capitale şi supraînălţările succesive.

Neajunsurile prezentate de îndiguire au dus la găsirea unei alte metode mai eficiente pentru oprirea revărsărilor, şi anume la regularizarea rîurilor. Aceasta poate fi combinată cu îndiguirea, pentru mărirea siguranţei şi îmbunătăţirea condiţiilor de exploatare, acolo unde aceasta există ori în cazul unor lucrări noi de îndiguire, sau poate fi aplicată singură.

La sfîrşitul secolului trecut (1891) s-a început proiectarea regularizării debitului rîului Bega [9] prin înmagazinarea viiturilor pe afluenţi în bazine de acumulare, în locuri alese, în aşa fel, încît să satisfacă şi regularizarea debitului şi irigarea culturilor agricole; aplicarea proiectelor nu s-a mai făcut.

Reluate în ultimii ani, studiile întocmite în bazinele hidrografice Crişul alb şi Bega au dus la concluzia că, prin regularizarea debitului acestor rîuri, regimul scurgerii viiturilor şi, în general, al tuturor apelor, s-ar îmbunătăţi într-o foarte mare măsură.

Stăvilite în spatele barajelor, apele acumulate pot fi folosite în instalaţii energetice transformînd energia lor de cădere în energie electrică, iar mai departe în cîmpie, aceeaşi apă poate fi pusă la dispoziţia agriculturii pentru alimentarea teritoriilor cu prea puţină apă în perioada de vegetaţie.

De o deosebită importanţă pentru îmbunătăţirea regimului de scurgere al rîurilor sînt măsurile agro-silvice pentru conservarea solului din zonele cu relief variat ale bazinelor hidrografice. Prin ele se realizează micşorarea coeficientului de scurgere şi a cantităţii de aluviuni purtate de apele de viitură şi, prin aceasta, se reduce atît nivelul viiturilor cît şi colmatarea albiilor, se protejează bazinele de acumulare contra colmatărilor şi se îmbunătăţeşte efectul regularizator al lor; prin mărirea infiltraţiei se sporeşte alimentarea rîurilor în perioadele cu debite minime. Aceste măsuri trebuie să le preceadă pe celelalte.

Comparînd situaţiile terenurilor din cîmpia Tisei, înainte şi după îndiguire, rezultă că lucrările executate au corespuns în oarecare măsură scopului pentru care au fost făcute.

Analiza datelor statistice de producţie agricolă din ultimii 10—20 ani duc la constatarea că randamentul terenurilor din cîmpia Tisei, ameliorate prin desecare, este în continuă scădere. Studiile întocmite în ultimii ani la Ministerul Agriculturii duc la concluzia că una dintre cauzele principale ale acestor scăderi este înrăutăţirea stării ameliorative a terenurilor desecate, prin dezvoltarea progresivă a procesului de înmlăştinire şi în unele locuri de sărăturare. Nivelul apelor freatice s-a ridicat pe anumite perimetre, iar apele interne colectate în zonele joase sînt în cantităţi tot mai mari. Neajunsurile se datoresc, în primul rînd, nefuncţionării satisfăcătoare a reţelei de canale de desecare şi, poate, desfiinţării unor canale, irigării neraţionale pe mari suprafeţe de orez, ridicării fundului rîurilor îndiguite, precum şi creşterii coeficientului de scurgere pe terenurile mai înalte care alimentează cu scurgeri de suprafaţă incintele îndiguite.

Măsurile luate pînă acum de Ministerul Agriculturii, de a completa şi redimensiona digurile şi canalele vechi, de a face canale noi şi de a construi staţii de pompare, constituie doar o parte dintr-un complex de măsuri ce trebuie realizate în scopul ameliorării terenurilor agricole îndiguite din cîmpia Tisei.

Îndiguirile din cîmpia Dunării de jos şi Dobrogea

Cîmpia Dunării de jos este o unitate geomorfologică înclinată dinspre munte spre Dunăre şi, spre deosebire de cîmpia Tisei, ea are cîmpuri în general drenate de rîuri cu albii relativ adînci şi cu lunci inundabile bine conturate de versanţii interfluviilor.

Rîurile care coboară din Carpaţi spre Dunăre au caracter torenţial, raportul dintre debitele maxim mediu şi minim mediu fiind, spre exemplu, 65 la Podari pe Jiu şi 212 la Budeşti pe Argeş.

Datorită mărimii bazinului hidrografic şi varietăţii reliefului şi climatelor pe care le străbate, Dunărea are un regim de scurgere regularizat în mod natural, raportul debitului maxim la cel minim fiind de circa 9. În condiţiile actuale, îmbunătăţirea acestui raport este practic imposibilă şi, în acest caz, singura soluţie pentru stăvilirea apelor revărsate ale Dunării rămîne îndiguirea.

În cîmpia Dunării de jos şi Dobrogea, aproape 40% din suprafaţa agricolă care suferă de prea multă umiditate provocată de revărsarea din rîuri se află în lunca Dunării între Gruia şi Galaţi, restul găsindu-se pe celelalte rîuri, din care cele mai întinse suprafeţe se găsesc în luncile inundabile ale Oltului, Argeşului şi Jiului.

După I. Vidraşcu [5], pe teritoriul nostru suprafaţa inundabilă a Dunării totalizează 942 200 ha, din care 430 000 ha se găsesc în Deltă, iar restul în luncă pînă la Galaţi. Bălţile permanente ocupă o suprafaţă de circa 460 000 ha, din care un sfert se găseşte în Deltă ; restul terenului inundabil, uscat şi stuf, de peste 482 000 ha, se distribuie cam o treime în luncă şi două treimi în Deltă.

În luncă, revărsările se întind pe toată suprafaţa albiei majore, limitată de interfluviile alăturate, pe o lăţime de 4 la 24 km şi chiar mai mult.

La ape mici, malurile fluviului, ale braţelor şi gîrlelor, alcătuiesc părţile cele mai ridicate ale luncii. Pe acestea cresc pădurile de sălcii, ierburi bune pentru păşunat şi tot aici se fac şi culturile tîrzii de primăvară în anii cu viituri mai puţin intense.

Părţile mai joase din luncă seacă arareori şi formează întinse suprafeţe de baltă şi japşe. Cel mai adesea fundul lor nu trece sub etiaj.

În jurul bălţilor şi al grindurilor, pe o zonă lată cu valori altitudinale mijlocii între fundul bălţilor şi grinduri, cresc masive stufării şi păpurişuri.

Pentru un nivel al apei dat, distribuţia uscatului, a stufărişului şi a bălţii în cuprinsul luncii, variază cu locul.

Datorită bogăţiei terenului aluvionar şi alimentării în mod satisfăcător cu apă a plantelor, în anii cu ape mici, favorabili, culturile agricole au dat randamente excepţional de ridicate, fapt care a făcut ca interesul pentru folosinţa agricolă a terenurilor mai înalte să crească.

O încercare nereuşită de îndiguire în Delta Dunării, la Mahmudia, pe la sfîrşitul secolului trecut, a făcut ca problema îndiguirilor la Dunăre să-şi piardă pentru un timp din importanţă, pentru a fi reluată în 1904, în urma unei îndiguiri cu rezultate bune, în luncă, la Chirnogi. În anii următori se mai îndiguiesc suprafeţe destul de mari la Mănăstirea, Luciu-Giurgeni şi Spanţov.

Relativ la îndiguirea Dunării, în opinia publică din acea vreme se manifestau două curente : unul, condus de Gr. Antipa, susţinea neîndiguirea continuă a luncii, îndiguirea submersibilă a terenurilor mai înalte şi cultura alternativă a acestor terenuri, agricolă şi piscicolă, iar celălalt curent, reprezentat de A. Saligny, susţinea îndiguirea insubmersibilă a terenurilor inundabile dintre Giurgiu şi Brăila, fără a exclude şi îndiguirea altor suprafeţe din luncă [5].

Discuţiile oficiale se deschid în 1912, în cadrul Comisiei consultative a îmbunătăţirilor funciare, şi se reiau în 1929 la Comisia îndiguirilor. Dacă în 1912 cele două opinii erau la fel de puternic susţinute prin cei doi reprezentanţi de mare autoritate ştiinţifică, în 1929 partizanii îndiguirii insubmersibile n-au avut un reprezentant la înălţimea lui A. Saligny şi hotărîrile de atunci au fost puternic influenţate de autoritatea lui Gr. Antipa.

Ca o consecinţă a activităţii acestei Comisii, între anii 1930 şi 1940 s-a dus o bogată activitate ameliorativă, construindu-se diguri submersibile la Malu-roşu — Băneasa — Gostinu, Bechet — Dăbuleni, Zimnicea — Năsturelu, Petroşani — Arsache, Stelnica (Borduşani), Pecineaga — Turcoaia şi Igliţa — Carcaliu. Lucrările n-au dat rezultate decît în anii fără ape prea mari.

După război, activitatea ameliorativă de îndiguire în lunca Dunării capătă un nou impuls prin înfiinţarea Direcţiei îmbunătăţirilor funciare. Se fac diguri noi, insubmersibile de data aceasta, şi se completează parte din digurile vechi. Lucrările mai importante sînt în Borcea de sus, la Călmăţui — Gropeni, la Brăila — Dunăre — Siret, Latinu — Vădeni etc.

Regularizarea apelor interne din incintele îndiguite la Dunăre nu s-a făcut decît parţial, fapt care a adus neajunsuri în explotarea agricolă raţională a incintelor, cu deosebire în anii bogaţi în precipitaţii.

Din cele 40% suprafeţe destinate ameliorării prin îndiguire, în lunca Dunării se găsesc astăzi îndiguite submersibil suprafeţe totalizînd aproximativ 47 000 ha şi cu diguri insubmersibile circa 40 000 ha ; acestea acoperă la un loc numai 17% din cele 40% destinate îndiguirii.

În Delta Dunării sînt îndiguite 5 500 ha şi după propunerile Ministerului Agriculturii [6] ar mai trebui îndiguite circa 5 200 ha în cîteva ostroave mai mari de pe braţul Chilia şi grindul cu acelaşi nume.

Pe luncile rîurilor interioare din cîmpia Dunării de jos şi Dobrogea, terenuri agricole totalizînd circa 336 000 ha [6] suferă în unii ani pierderi mari de recoltă din cauza revărsărilor. În ordinea mărimii, suprafeţele mai importante se găsesc pe Olt, Argeş, Jiu, Vedea, Ialomiţa şi Buzău. Cu toate că se cunoşteau avantajele regularizării debitului, pentru rezolvarea revărsărilor s-a folosit tot îndiguirea [5, 8]. Circa 3% din suprafaţa interesată, în majoritatea cazurilor pe Ialomiţa, a fost îndiguită submersibil. Pentru a fi puse în stare de siguranţă, aproape toate îndiguirile acestea cer lucrări de refacere şi de completare.

Faţă de caracterul torenţial al rîurilor acestei cîmpii, îndiguirea nu este o măsură care să rezolve integral problema revărsărilor decît în sectoarele cele mai de jos pe care se face simţit efectul apelor mari ale Dunării. În restul luncilor rîurilor interioare, soluţionarea definitivă poate fi adusă numai de regularizarea debitului, în unele părţi ca măsură unică, în altele asociată cu îndiguirea, în măsura cerută de efectul regularizator al acumulărilor.

Dintr-un studiu general întocmit la Ministerul Agriculturii [11], reiese că pe rîurile dintre Argeş şi Siret există posibilităţi pentru înmagazinarea viiturilor în scopul regularizării regimului de scurgere. Pa Ialomiţa, de exemplu, s-ar putea înmagazina un volum de apă de 686 milioane m^3, la un volum mediu anual scurs la Slobozia de 1 276 milioane m^3 sau la un volum mediu de viitură de primăvară, în acelaşi loc, de 511 milioane m^3, iar pe Buzău sînt posibilităţi de a se înmagazina un volum de 688 milioane m^3 de apă, la un volum mediu anual scurs la Buzău de 1 080 milioane m^3, sau la un volum mediu de viitură de primăvară de 432 milioane m^3 de apă. Pe aceste două rîuri s-ar putea înmagazina întreaga viitură de primăvară, iar din volumul anual, 54% în cazul Ialomiţei şi 64% în cazul Buzăului. Se apreciază [11] că, în aceste cazuri, regularizarea anuală a debitului poate fi asigurată.

Nu trebuie uitat că, şi aici, primele măsuri care trebuie aplicate pentru micşorarea torenţialităţii rîurilor sînt măsurile agrosilvice pe terenurile în pantă, în scopul micşorării scurgerii şi a debitului solid şi a măririi infiltraţiei.

Îndiguirile din podişul Moldovei

În podişul Moldovei, revărsările rîurilor contribuie în cea mai mare măsură la suprasaturarea cu apă, temporară sau permanentă, a terenurilor agricole din lunci. După unele date [6], 94% din terenurile cu prea multă apă îşi datoresc supraumezirea, revărsărilor din rîuri. Suprafaţa aceasta, de peste 200 000 ha, se repartizează mai mult de jumătate pe Siret, urmat de Jijia cu o cincime, Bîrladul cu a şasea parte, şi restul pe Prut, Moldova şi celelalte.

Cu toată importanţa problemei, în Moldova s-au făcut puţine încercări pentru zăgăzuirea apelor. Se cunosc trei lucrări de îndiguire făcute pînă acum: una pe Siret la Hălăuceşti, una la Laza pe un afluent al Bîrladului şi cea mai importantă pe Prut, la Brateşul de sus. Lucrările nu sînt nici complete, nici definitive.

În ce priveşte regularizarea debitului, Moldova oferă unicul exemplu din ţară, în bazinul hidrografic al Jijiei. Hărţile vechi ale Botoşanilor arată o salbă de iazuri, înşirate ca mărgelele în lungul văilor ce brăzdează podişul. Iazurile acumulau viitura şi apoi o scurgeau treptat, în măsura capacităţii de transport a albiei minore. Prin distrugerea majorităţii lor, datorită ruperii iezăturilor sau colmatării bazinelor, efectul regularizator al acestor lucrări astăzi nu se mai simte.

Refacerea parţială a lucrărilor de acumulare de pe Jijia a fost introdusă în planul Ministerului Agriculturii şi va servi ca bază de experienţă pentru lucrări de acest gen şi în alte bazine hidrografice cu condiţii naturale asemănătoare.

Îndiguirile din podişul Transilvaniei

Dacă în cele trei unităţi geografice prezentate pînă acum revărsările din rîuri afectează cea mai mare parte din suprafeţele agricole cu apă în exces, pentru podişul Transilvaniei situaţia este cu totul schimbată, deoarece din cele aproape 100 000 ha [6] terenuri agricole cu prea multă apă, numai 29% datoresc această situaţie revărsărilor. Cele mai multe suprafeţe se găsesc pe Mureş (59%) şi pe Someş (35%).

Sînt cunoscute două lucrări de îndiguire, ambele în bazinul hidrografic al Mureşului: una pe Mureş la Ilia şi alta, mai recentă, pe Strei, între Calan şi Simeria.

Ca şi în celelalte cazuri, soluţionarea definitivă a revărsărilor cere întîi lucrări de conservare a solului pe versanţi şi apoi lucrări de regularizare a debitului, asociată în unele locuri cu îndiguirea.

Ridicarea producţiei agricole pe suprafeţele apărate prin diguri cere definitivarea tuturor măsurilor ameliorative în scopul regularizării regimului apei din sol.

După datele Ministerului Agriculturii [6, 7, 9, 11], înafară de suprafeţele pentru care s-au făcut unele investiţii, mai sînt încă aproximativ 930 000 ha terenuri cu apă în exces care cer lucrări de ameliorare. Din acestea, aproape 90% primesc ape de revărsare.

Refacerea şi completarea unora dintre îndiguirile existente, precum şi îndiguirea a noi suprafeţe în lunca inundabilă a Dunării, constituie pentru sectorul economic şi agricol obligaţii faţă de cel de-al doilea plan cincinal, pentru a cărui realizare trebuie să se găsească din timp căile de acţiune şi colaborare între cei ce sînt interesaţi.

Bibliografie

[1] *Const. Chiriţă D.*: Pedologia generală, 1955.

[2] *A. N. Costeacov*: Bazele ameliorației, 1951.

[3] *I. Gallacz*: Monografia sindicatelor pentru apărarea contra inundaţiilor pe văile Criş-Beretău, 1896.

[4] *L. Varga*: Istoricul desecării mlaştinilor din regiunea Someşului de jos, 1956.

[5] *I. Vidraşcu*: Valorificarea regiunii inundabile a Dunării, 1921.

[6] * * *: Documentaţia tehnică privind hidroamelioraţiile în R.P.R., Ministerul Agriculturii, I.P.A., 1955.

[7] * * *: Studiul general al amelioraţiilor din lunca Dunării, Ministerul Agriculturii, I.P.A., 1952.

[8] * * *: Îndiguirile regiunii inundabile a Dunării, Ministerul Agriculturii şi Domeniilor, 1929.

[9] * * *: Schiţa monografică a apelor Banatului, Direcţia Generală a Economiei Apei, I.S.A.A.

[10] * * *: Documentaţie tehnică cu privire la executarea lucrărilor de îndiguire la principalele rîuri din China, 1955.

[11] * * *: Studiul general privind irigarea Bărăganului, Ministerul Agriculturii, I.P.A., 1952—1953.

[12] * * *: „Probleme economice“, nr. 1/1956.

Adaptarea aparatului tip Hele-Shaw pentru studiul experimental al mişcărilor rotaţionale

Ing. Şt. Zarea şi T. Oancea

După cum se ştie, aparatul de laborator numit Hele-Shaw serveşte la vizualizarea spectrului hidrodinamic în mişcările permanente lente. In aceste condiţii se pot obţine spectre hidrodinamice care coincid cu cele deduse din teoria mişcărilor plane irotaţionale ale fluidelor perfecte. Este normal să se pună problema dacă acest aparat n-ar putea fi utilizat şi la vizualizarea spectrului hidrodinamic în cazul mişcărilor rotaţionale.

O încercare de acest fel am făcut în laboratorul hidrotehnic al Institutului Politehnic din Bucureşti, punînd astfel la punct un aparat care să poată fi realizat în laboratoarele didactice de hidrodinamică.

Observaţia care ne-a condus la adaptarea aparatului Hele-Shaw pentru vizualizarea spectrelor mişcărilor cu vîrtej a fost următoarea: în mişcarea plană cu vîrtej în jurul cercului, presiunea, în coordonate polare, este funcţie numai de distanţa la centru a punctului, pentru un unghi dat (deci, pe o rază plecînd din centrul cercului), cu excepţia razei care are direcţia vitezei de la infinit amonte (viteza asimptotică). Creînd, deci, o astfel de variaţie a presiunii în lungul unei raze s-ar putea obţine acelaşi spectru hidrodinamic cu cel obţinut la mişcarea rotaţională în jurul cercului. De asemenea, dacă mişcarea apei între plăcile aparatului se consideră ca mişcarea lentă a unui fluid vîscos, ecuaţiile liniarizate ale lui Stokes arată că în acest caz, dacă le comparăm cu ecuaţia mişcării rotaţionale a fluidelor perfecte, rolul vîrtejului îl joacă gradientul presiunii.

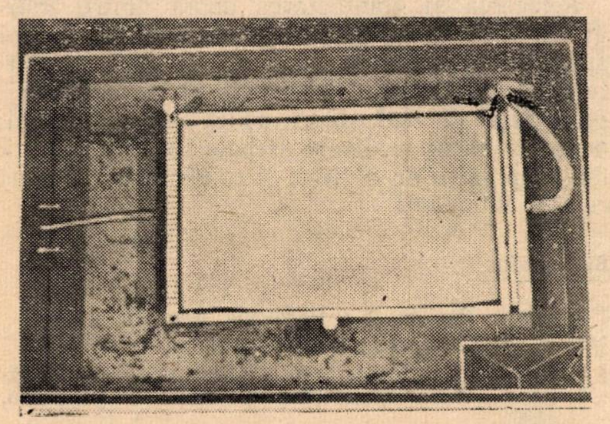


Fig. 1. Aparatul Hele-Shaw.

Experienţe analoge, în cazul cercului şi al unui profil de aripă de avion, au fost făcute de V. Popovici-Schneider [1]).

Descrierea aparatului

Aparatul constă dintr-o cuvă metalică alimentată cu apă de la reţeaua oraşului şi în care se menţine nivelul constant, cu ajutorul unui preaplin. Alimentarea cu colorant se face de la un vas printr-un tub de cauciuc şi, apoi, printr-un distribuitor de colorant (pieptene) introdus între cele două plăci de sticlă (fig. 1).

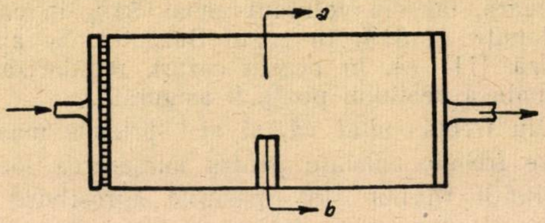


Fig. 2. Aparatul Hele-Shaw utilizat de V. Popovici-Schneider.

Mişcarea studiată are loc între două plăci de sticlă.

Aceste plăci sînt introduse într-o ramă prevăzută cu trei şuruburi de reglare a distanţei faţă de fundul cuvei metalice. Distanţa dintre plăci poate fi variată între 0,5 şi 20 mm.

Aparatul utilizat de V. Popovici-Schneider, datorită construcţiei sale, făcea ca spectrul mişcării din amonte de obstacol să nu fie identic cu cel din aval (fig. 2). Noi am corectat aceasta utilizînd un aparat dreptunghiular, aşa cum este obişnuit în laboratoarele de hidrodinamică.

Descrierea experienţelor

Spre deosebire de V. Popovici-Schneider, care studiază numai cazul scurgerii rotaţionale în jurul unui obstacol izolat, noi am considerat următoarele două clase de mişcări:

— mişcări rotaţionale în jurul unui obstacol izolat;

— mişcări rotaţionale în jurul unei reţele de obstacole, geometric asemenea.

Pentru studiul primei categorii de mişcări, am obţinut spectre hidrodinamice identice cu cele rezultate din teoria mişcărilor plane ale fluidelor perfecte pentru următoarele obstacole: cerc (fig. 4), elipsă (fig. 5), profile de aripă de avion, profile de pile de poduri, de baraje etc. S-au executat fotografii pentru toate aceste cazuri, atît pentru scurgerea cu circulaţie cît şi pentru cea fără circulaţie, pentru a da posibilitatea să fie comparate spectrele mişcării.

---

[1]) V. Popovici — Schneider: Comptes rendus; t. 192, pag. 1703.

Pentru realizarea saltului de presiune, am aşezat o barieră în lungul unei raze perpendiculare pe direcţia vitezei asimptotice (fig. 3).

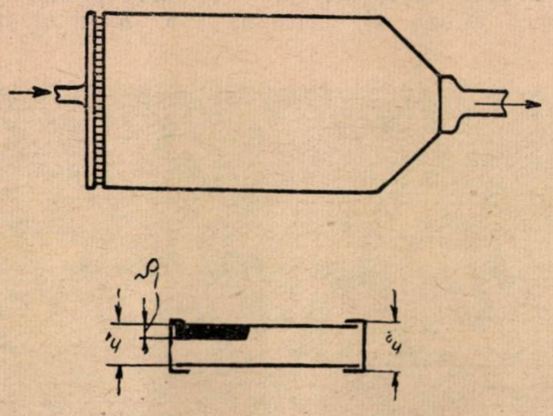


Fig. 3. Schiţa aparatului.

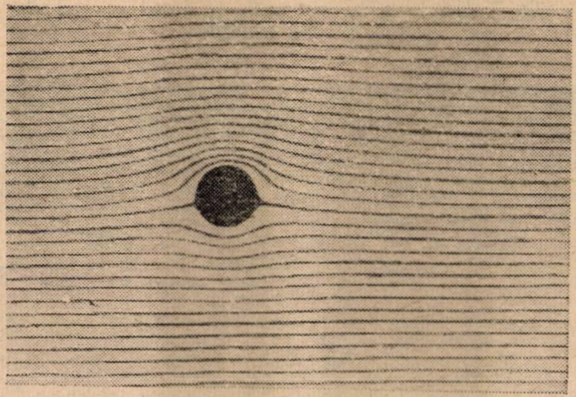


Fig. 4, a. Mişcarea cu circulaţie în jurul cercului.

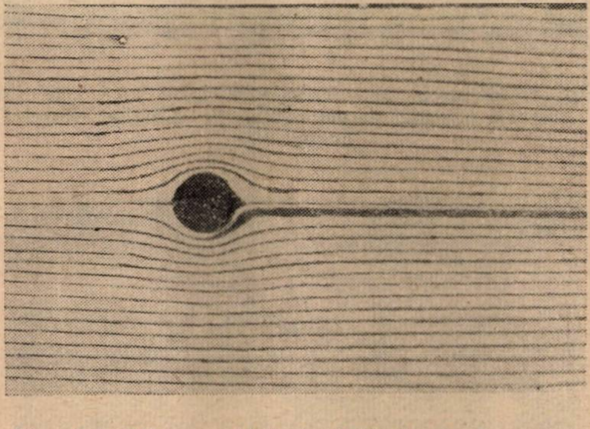


Fig. 4, b. Mişcarea fără circulaţie în jurul cercului.

O altă îmbunătăţire a aparatului constă în realizarea unei bariere adecvate, astfel încît să nu se observe cu ochiul liber şi să nu apară nici în fotografie. In felul acesta, spectrul mişcării apare mai clar şi aceasta este util, dat fiind scopul didactic al aparatului. Aparatul utilizat de noi mai are calitatea că permite utilizarea unor vene de colorant oricît de subţiri şi, de asemenea, permite scurgeri cu viteze variabile între plăci. În toate experienţele noastre, venele de colorant sînt incomparabil mai subţiri faţă de cele utilizate de V. Popovici-Schneider, iar viteza apei între plăci e mult mai mare. Aceasta a făcut ca, în cazul unor obstacole cu dimensiuni relativ mari, în avalul lor, una sau mai multe vene de colorant să difuzeze, atenuînd simetria de tonalitate a fotografiilor. În toate cazurile se observă clar punctele de impact.

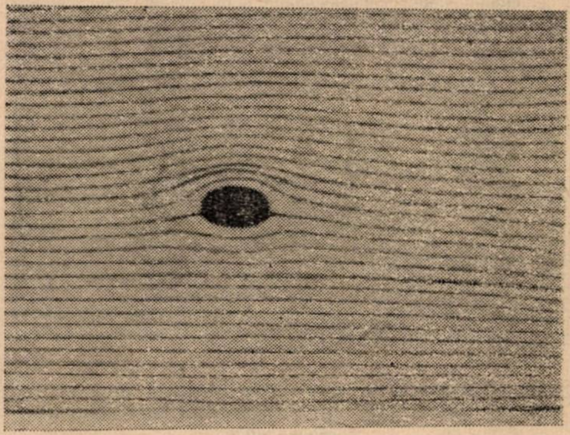


Fig. 5, a. Mişcarea cu circulaţie în jurul elipsei.

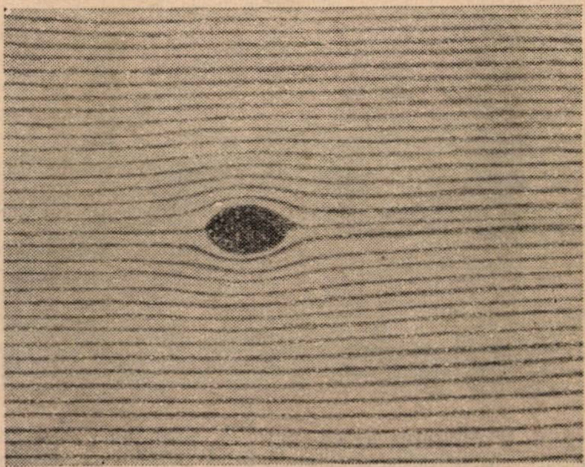


Fig. 5, b. Mişcarea fără circulaţie în jurul elipsei.

În cadrul clasei de mişcări rotaţionale în jurul unei reţele de obstacole geometric asemenea, am experimentat două categorii de reţele hidrodinamice, şi anume:

— reţele de cercuri şi de diverse profile (fig. 6 *a* şi *b* şi 7) aşezate după direcţia vitezei asimptotice;

— reţele de cercuri şi de diverse profile (fig. 8 şi 9) aşezate perpendicular pe direcţia vitezei asimptotice.

În ultimul caz, metoda utilizată pentru realizarea saltului de presiune impune ca numărul de obstacole să fie par.

Experienţele efectuate în aceste cazuri ne permit să observăm:

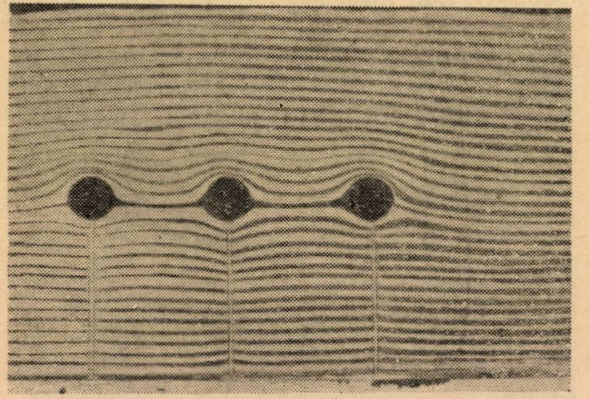


Fig. 6, a. Mişcarea cu circulaţie în jurul unei reţele de cercuri, intensitatea circulaţiei fiind aceeaşi pentru fiecare cerc.

1. Se poate vizualiza spectrul mişcării rotaţionale în jurul unui obstacol izolat sau în jurul unei reţele de obstacole geometric asemenea, în număr par, prin crearea unui salt de presiune în lungul unei linii echipotenţiale φ = const. sau în lungul unei raze diferite de direcţia vitezei asimptotice.

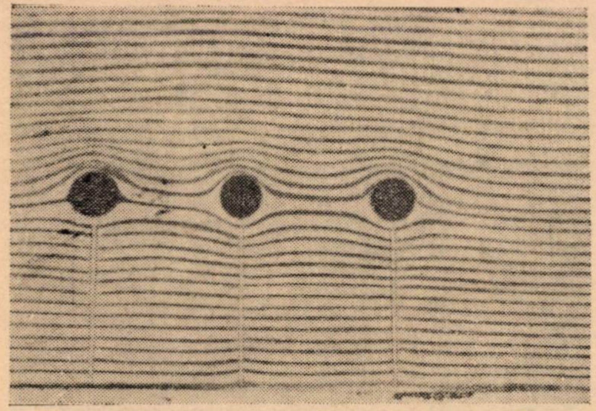


Fig. 6, b. Mişcarea cu circulaţie în jurul unei reţele de cercuri, intensitatea circulaţiei fiind diferită la ultimele două cercuri faţă de primul.

2. Saltul de presiune trebuie să reprezinte o rezistenţă la scurgerea fluidului.

3. Pentru calculul barierei se utilizează condiţia ca debitul scurs în cazul mişcării cu circulaţie să fie egal cu debitul scurs în cazul mişcării cu barieră. Prin această condiţie se determină [1] raportul $\frac{\Gamma}{V}=\delta\left[\left(\frac{h_1}{h_2}\right)^3-1\right]$, în care V este viteza într-un punct oarecare al liniei φ=const., Γ este intensitatea circulaţiei vîrtejului constant, iar δ, h_1 şi h_2 sînt mărimi arătate în fig. 3. Această relaţie permite determinarea pe cale experimentală a circulaţiei în jurul unui obstacol, într-o mişcare plană, deoarece viteza V, precum şi δ, h_1 şi h_2 sînt

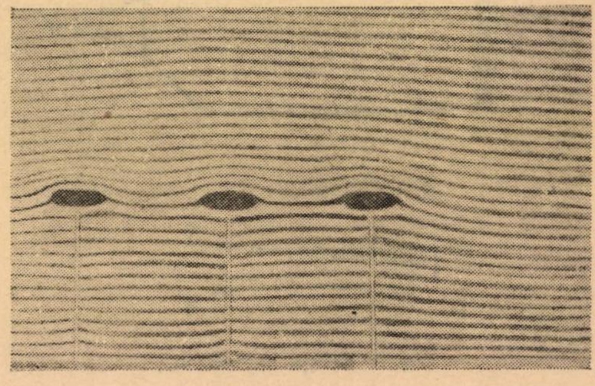


Fig. 7. Mişcarea cu circulaţie în jurul unei reţele de profile simetrice.

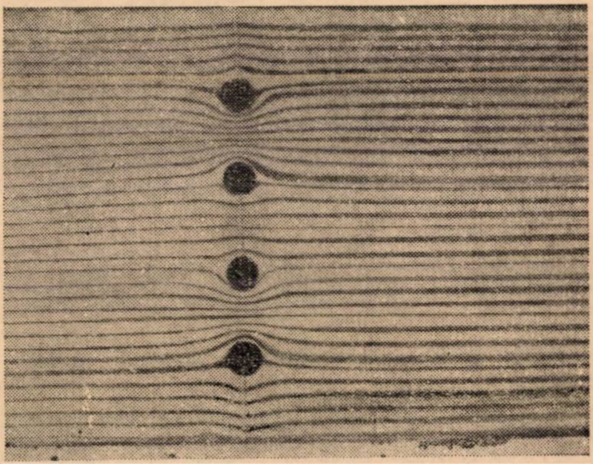


Fig. 8. Mişcarea cu circulaţie în jurul unei reţele de cercuri aşezate perpendicular pe direcţia vitezei asimptotice.

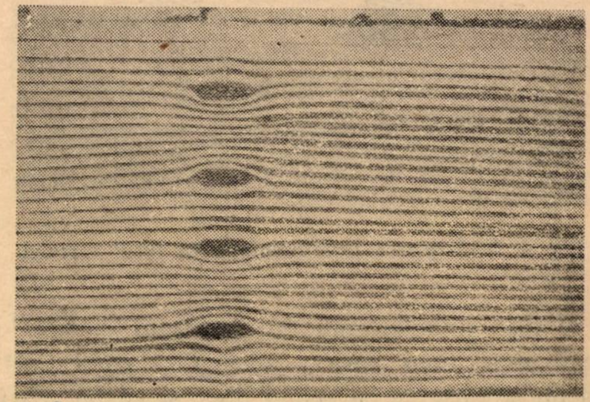


Fig. 9. Mişcarea cu circulaţie în jurul unei reţele de profile simetrice aşezate perpendicular pe direcţia vitezei asimptotice.

mărimi geometrice care se pot măsura, iar viteza *V* se poate calcula chiar pe cerc în punctul de contact al acestuia cu bariera. Pentru studiul mișcării rotaționale fără obstacole nu mai putem utiliza o barieră pentru crearea saltului de presiune, deoarece în acest caz caracterul variației presiunii în funcție de coordonate diferă mult de cazurile precedente.

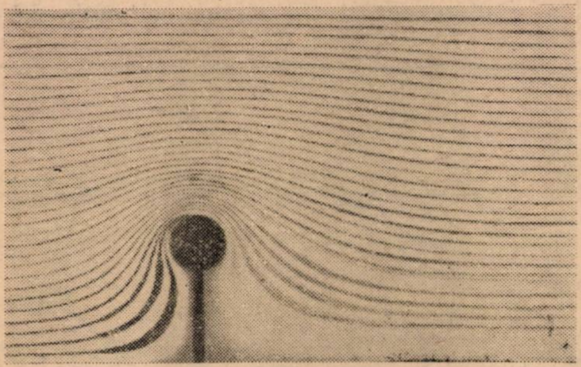


Fig. 10. Mişcarea în jurul unui cerc, în ipoteza că bariera umple complet spațiul dintre cele două plăci de sticlă ale aparatului.

Nu am prezentat și o justificare teoretică a adaptării aparatului Hele-Shaw, deoarece V. Popovici-Schneider afirmă că D. Riabușinski a efectuat o astfel de teorie într-o comunicare pe care a făcut-o la al V-lea congres de navigație aeriană, în 1930. În bibliotecile publice din țară n-am reușit să găsim această comunicare.

În cazul în care bariera obturează complet spațiul dintre cele două plăci, scurgerea permanentă, în cazul cercului de exemplu, are spectrul din fig. 10.

Aparatul Hele-Shaw, adaptat pentru vizualizarea mișcării plane cu circulație a unui fluid perfect în jurul unui obstacol, poate servi pentru completarea aparatajului demonstrativ al laboratoarelor didactice din institutele noastre de învățămînt superior.

★

ПРИСПОСОБЛЕНИЕ АППАРАТА ТИПА ГЕЛЕ-ШОУ ДЛЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ ВРАЩАТЕЛЬНЫХ ДВИЖЕНИЙ

В статье описываегся способ визуального просмотра гидродинамического спектра вращательных движений идеальных жидкостей в аппарате Геле-Шоу, обычно применяемом только для невращательных движений.

Даются спектры движений вокруг отдельных препятствий и геометрически тождественных сетей препятствия.

ANPASSUNG DES HELE-SHAW APPARATES FÜR VERSUCHE ÜBER WIRBELBEWEGUNGEN

Im vorliegenden Artikel wird das Verfahren zur Sichtbarmachung des hydrodynamischen Spektrums der Wirbelbewegungen vollkommener Flüssigkeiten im Hele-Shaw Apparat gezeigt, der gewöhnlich nur für wirbelfreie Bewegungen verwendet wird.

Es werden die Bewegungsspektren um isolierte Hindernisse und um Hindernissnetze die geometrisch ähnlich sind, gezeigt.

Hidromecanizarea, metoda de executare a lucrărilor hidrotehnice de terasamente în amenajări stuficole și piscicole din Delta Dunării

Ing. E. Schidu

Valorificarea stufului din Delta Dunării prin industrializare pentru celuloză, hîrtie etc., prevăzută în Directivele Congresului al II-lea al P.M.R., și realizarea oricărui sistem de amenajare stuficolă și piscicolă în Delta Dunării, necesită o serie de lucrări hidrotehnice, de a căror execuție depinde atît buna exploatare, cît și micșorarea prețului de cost al investiției.

Pentru realizarea planului de amenajare stuficolă și piscicolă în Delta Dunării, se prevăd următoarele tipuri de lucrări :

1. *Lucrări de deblee :* canale principale de alimentare și navigație de 20—25 m lățime, canale emisare de alimentare de 8—12 m lățime și canale drenoare de desecare de 4—8 m lățime.

Canalele, care totalizează o lungime de circa 400 km, au rolul principal de alimentare și desecare a regiunii pe timpul creșterii și, respectiv, al descreșterii apelor Dunării și, în secundar, cel de navigație a vaselor de transportat stuful de la depozit la fabrica de prelucrare ; se dimensionează după funcțiile lor principale.

2. *Lucrări de rambleiere :* diguri de închidere a incintelor unităților stuficole de înălțime mică (8 Hg) și cu secțiunea de 8—20 m², platforme de depozitat stuful de suprafețe mari și înălțimi destul de mari (10 Hg), platforme pentru grupuri sociale pe suprafețe relativ mari și înălțime mare (11,5 Hg), cu circa 2—3 m înălțime deasupra terenului natural.

Digurile de închidere a regiunii ce urmează să fie amenajată, care au rolul de reținere a apei pe timpul verii în incintă, se execută din materialul refulat de drăgi și provenit din executarea canalelor de alimentare.

Stuful recoltat în perioada octombrie—ianuarie este necesar să fie uscat și ferit complet de umezeală spre a nu i se degrada prin putrezire fibra de celuloză.

Operația de uscare și depozitare a stufului este necesar să fie executată pe platforme special amenajate, executate la cota insubmersibilă, iar transportul stufului recoltat din incinta desecată de apă se face imediat după recoltare pe funiculare mobile.

Platformele de depozitare a stufului se execută parțial din terasamentele executate în uscat din grindurile existente, dar în mare majoritate se execută prin hidromecanizare din terasamentele excavate prin dragaj.

Volumul mare de terasamente necesar să fie excavate, precum și natura lucrărilor executate cu material dragat, necesită un utilaj adecvat sau cu posibilități de adaptare la specificul lucrărilor din Delta Dunării.

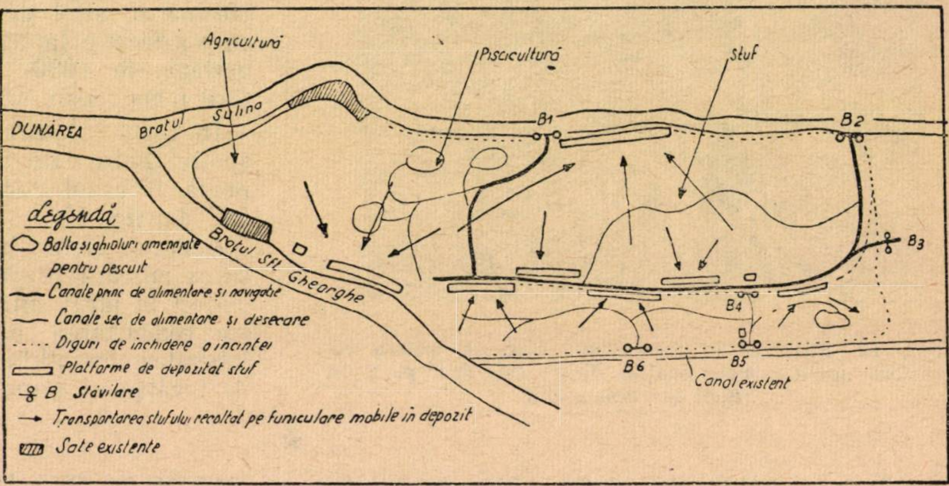

Agricultură
Piscicultură
Stuf
DUNĂREA
Brațul Sulina
Brațul Sf. Gheorghe
B1
B2
B3
B4
B5
B6
Canal existent
Legendă
Balta și ghioluri amenajate pentru pescuit
Canale princ. de alimentare și navigație
Canale sec. de alimentare și desecare
Diguri de închidere a incintei
Platforme de depozitat stuf
B Stăvilare
Transportarea stufului recoltat pe funiculare mobile în depozit
Sate existente

Fig. 1. Schița de amenajare stuficolă și piscicolă a unei regiuni din Delta Dunării.

Dat fiind specificul Deltei Dunării, care este o regiune imensă de bălți (peste 80% bălți) acoperită în majoritate cu stuf, pentru executarea lucrărilor mari de terasamente necesare construcțiilor de canale, diguri și platforme, în cadrul amenajărilor, metoda hidromecanizării este singura care se poate adapta acestui gen de lucrări (fig. 1).

Executarea lucrărilor prin hidromecanizare în Delta Dunării pentru amenajări stuficole și piscicole prezintă următoarele avantaje:

— digurile și platformele realizate prin hidromecanizare au un grad de compactare sporit față de orice metodă în uscat;

— digurile prezintă o impermeabilitate mai mare;

— se folosesc terasamentele dragate în canale, la executare de diguri și platforme;

— se realizează o completă mecanizare a lucrărilor și, deci, reducerea forțelor de muncă;

— se reduce prețul de cost cu circa 40% față de alte mijloace de lucru în uscat;

— productivitatea sporită față de alte mijloace de excavații și de transport;

— posibilități de lucru pe timp defavorabil, ploi, viituri mari ale apelor Dunării.

În general, elementele care condiționează executarea lucrărilor prin hidromecanizare în Delta Dunării sînt următoarele:

— natura terenului de fundație;

— natura terenului din care se execută digurile și platformele;

— utilajul de hidromecanizare;

— procesul tehnologic adoptat.

Natura terenului de fundație în deltă este de origină aluvionară cu o stratificație proprie regiunilor de deltă, supuse inundării periodice, constituită fiind din formațiuni sedimentare recente insuficient consolidate.

Din studiile întocmite pentru anumite regiuni rezultă că sarcina din construcția digurilor și a platformelor poate atinge cel mult 0,5—0,6 kg/cm^2 care, pentru o înălțime de circa 2—3 m de dig sau de platformă, ar fi suficientă.

Totuși, dată fiind variația terenurilor prin care trece traseul digurilor sau al platformelor, problema rămîne deschisă și este necesar să fie rezolvată de la caz la caz.

În ce privește natura terenului refulat prin mijloace hidromecanice, din care se execută construcțiile în cadrul amenajărilor, curbele granulometrice întocmite după studiile geotehnice arată că terenul are o granulometrie aproape uniformă, care variază între nisip fin, făinos, urmat fiind de prafuri sub 5 microni (argile coloidale).

Avînd în vedere că prafurile sub 5 microni cedează greu apa peliculară, din care rezultă pericolul a se crea în depozite sau în digurile executate prin hidromecanizare, mase compacte de teren plastic — moale — dăunătoare stabilității construcțiilor, este necesar ca particulele de mai sus să fie eliminate.

Eliminarea particulelor sub 5 microni se face prin fracționarea hidraulică a materialului refulat. Părțile fine ce constituie argilele coloidale se elimină o dată cu evacuarea apei din depozit prin sisteme speciale de evacuare.

Utilajul folosit în executarea digurilor, a platformelor și a canalelor, are un rol preponderent în executarea lucrărilor în condiții bune.

Astfel, pentru executarea digurilor de înălțime și secțiune mică este necesar să se dispună de drăgi refulante cu debit relativ mic (pînă la 500—800 m^3 amestec) pentru ca întregul proces tehnologic să poată fi de aproape urmărit, refularea făcîndu-se pe compartimente și fîșii succesive de cel mult 0,50 m grosime de terasamente.

Executarea digurilor cu drăgi cu cupe şi jgheaburi are avantajul că permite să se transporte hidraulic un material mai consistent, avînd însă dezavantajul unei refulări limitate la o distanţă de 18—20 m şi, în unele cazuri, neputînd crea condiţii care ar favoriza eliminarea particulelor coloidale.

Procurarea utilajului de hidromecanizare adecvat lucrărilor din Delta Dunării se poate face:

— prin adoptarea unor utilaje existente în ţară,

— prin procurarea din import.

În prima situaţie, este necesar să se studieze drăgile existente în ţară ca: draga Ganz a Întreprinderii de Construcţii şi Amenajări piscicole din Ministerul Industriei Alimentare, sau draga cu melci a Ministerului Construcţiilor.

În a doua situaţie, este necesar să se importe cel puţin un prototip de utilaj de hidromecanizare, care ar putea corespunde lucrărilor în Delta Dunării în forma iniţială sau care se pretează a i se aduce unele modificări necesare lucrărilor de amenajare stuficolă şi piscicolă în deltă şi, în special, pentru canale de secţiune mică.

Procesul tehnologic adoptat are un rol hotărîtor în executarea lucrărilor de hidromecanizare şi este necesar să fie studiat şi experimentat pe teren pentru a se ajunge la condiţii optime de lucru.

Ţinînd seamă că digurile au secţiune mică şi, dată fiind prezenţa unui material de granulometrie fină, este greu să se aplice metodele clasice de lucru, şi anume:

— În cazul cînd este necesar a se executa numai canale, se vor folosi drăgi cu cupe şi jgheaburi.

— Digurile se execută combinat, fie cu drăgi cu cupe şi jgheaburi, fie cu drăgi refulante, ultimele avînd posibilitate a transporta materialul refulat prin conducte forţate la distanţa de 700—1 000 m.

Incintele de refulare pentru diguri şi platforme se vor executa prin diguri de închidere, panouri prefabricate sau garduri de fascine.

În cadrul fixării procesului tehnologic se va restudia şi sistemul de refulare al nămolului prin drăgi refulante pentru a se simplifica operaţia montării şi a demontării conductelor de refulare şi unde este cazul a se adopta refulare prin jet, direct în depozit sau diguri.

Transportul nămolului refulat de dragă prin benzi de transport sau jgheaburi mobile, care au avantajul refulării unui material mai consistent, este de asemenea indicat să fie experimentat spre a se simplifica procesul tehnologic al executării lucrărilor prin hidromecanizare.

Dat fiind faptul că astfel de lucrări se execută pentru prima dată în ţara noastră, este necesar să fie cunoscute o serie de date care actualmente sînt în curs de soluţionare prin studii şi experimentări iniţiate în acest scop, şi anume:

— Gradul de recuperare a materialului refulat (procentul de pierdere a terasamentelor în procesul tehnologic de executare a digurilor sau a platformelor prin hidromecanizare).

— Viteza de cedare a apei din digurile şi platformele executate prin hidromecanizare.

— Procedeul prin care vegetaţia (rădăcini, rizomi de stuf etc.) poate fi separată şi eliminată din hidroamestec.

— Procesul tehnologic cel mai adecvat acestui fel de lucrări.

— Taluzul depunerii prin refulare în aer liber şi sub apă.

— Comportarea la fracţionare a materialului refulat în depozite sau diguri.

Urmărind în literatura tehnică de specialitate lucrări similare şi ţinînd seamă de constatările făcute cu ocazia altor lucrări executate în Delta Dunării, considerăm indicat să se experimenteze şi să se introducă treptat un utilaj de hidromecanizare uşor, care să nu reclame spaţii de manevră prea mari cu instalaţii simple de refulare a nămolului excavat, avînd în acelaşi timp şi dispozitive de adaptare şi de folosire în variatele terenuri existente în Delta Dunării.

Rezolvînd prin studii şi experimentări toate problemele arătate în prezentul articol, se vor putea îndruma atît proiectarea cît şi execuţia lucrărilor de hidromecanizare pe o linie justă şi ştiinţifică, înlăturînd astfel riscurile şi consecinţele unor proiectări şi execuţii necorespunzătoare ale variatelor lucrări hidrotehnice necesare în amenajările stuficole şi piscicole din Delta Dunării.

★

ГИДРОМЕХАНИЗАЦИЯ, МЕТОД ВЫПОЛНЕНИЯ ЗЕМЛЯНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ РАБОТ ДЛЯ КАМЫШЕВЫХ И РЫБОВОДЧЕСКИХ ХОЗЯЙСТВ В ДУНАЙСКОЙ ДЕЛЬТЕ

Описывается возможность проектирования и сооружения валов и платформ в Дунайской дельте с целью благоустройства района для камыщевого хозяйства и рыболовства, я также для судоходства.

Рассматриваются оптимальные технологические процессы, а также возможность приспособлеиия отечествнного и импортного оборудования для данного вида работ в зависимости от природы грунта в Дунайской дельте.

DIE HYDROMECHANISCHE METHODE IN DER AUSFÜHRUNG DER ERDBEWEGUNGEN BEI DEN WASSERBAUTEN DER SCHILFAUSBEUTUNG UND FISCHEREIANLAGEN IM DONAUDELTA

Es werden die Verfahren zum Entwurf und Ausführung der Daichbauten und Plattformen im Donaudelta mit Hilfe der hydromechanischen Methode, beschrieben.

Es werden sowohl die besten technologischen Verfahren erörtert, als auch die Möglichkeit der Anwendbarkeit der im Lande befindlichen und importierten Ausrüstungen gezeigt, in Hinsicht auf die besondern Erfordernisse der Arbeiten im Donaudelta.

Documentare

Două tipuri de micromanometre, „La Houille Blanche", martie-aprilie, 1955.

Măsurătorile asupra presiunilor mici ale fluidelor constituie o problemă importantă în munca laboratorului hidrotehnic, iar realizarea lor în condiții necorespunzătoare poate aduce erori cu totul inadmisibile. In activitatea de cercetare sînt preferate manometrele cu două lichide, care asigură însă o amplificare ce poate fi considerată ca suficientă atunci cînd presiunile de măsurat sînt de ordinul a 0,1 mm (lichidele întrebuințate sînt cele obișnuite). Datorită acestora s-a căutat să se soluționeze satisfăcător această problemă.

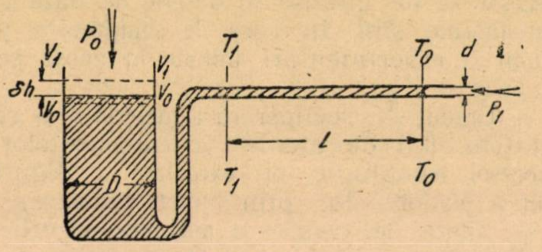


Fig. 1.

Astfel, considerînd un vas de diametru D la care este racordat un tub subțire de diametru d (fig. 1), se umple cu un lichid pînă la nivelul $V_0 - V_0$, meniscul în tub avînd o poziție de echilibru $T_0 - T_0$.

O presiune $p_1 > p_0$ va crea o nouă stare de echilibru $V_1 - V_1$ și $T_1 - T_1$ experimentată prin relația:

$$p_1 - p_0 = \gamma \cdot \delta h,$$

iar egalitatea volumelor deplasate în tub și în vas va fi:

$$l = \delta h \left(\frac{D}{d}\right)^2 .$$

Din acestea reiese:

$$p_1 - p_0 = \gamma l \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad \text{sau} \quad l = \left[(p_1 - p_0)\frac{1}{\gamma}\right]\left(\frac{D}{d}\right)^2,$$

iar expresia

$$A = \frac{l}{\gamma}\left(\frac{D}{d}\right)^2$$

este numită coeficientul de amplificare și poate lua diferite valori (adaptate presiunilor de măsurat) prin variația lui D și d.

In tubul orizontal meniscul poate lua forme foarte variate depinzînd de diametrul tubului și de natura lichidului întrebuințat (fig. 2), singura formă satisfăcătoare fiind cea din fig. 2, *a*.

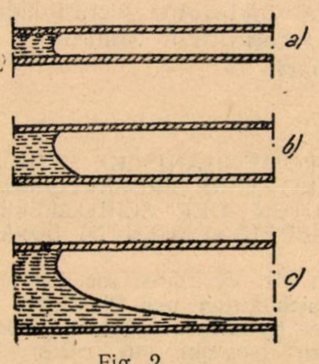


Fig. 2.

Diametrul maxim al tubului pentru care se poate obține această formă fiind dat de condiția ca tensiunea superficială exprimată prin relația lui Laplace:

$$T = \sigma\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)$$

să nu fie depășită de presiunea hidrostatică în punctul A, adică

$$d \cdot \gamma = \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right).$$

Avînd egalitățile $R_1 = \frac{d}{2}$ iar $R_2 = \infty$, (fig. 3) rezultă valoarea diametrului maxim

$$d_{maxim} = \sqrt{\frac{2\sigma}{\gamma}}.$$

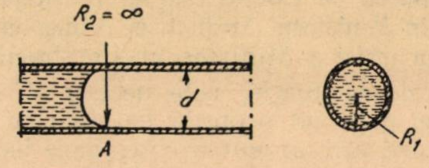


Fig. 3.

Pentru înlăturarea dificultăților ce decurg din neorizontalitatea tubului de legătură, s-a repetat raționamentul anterior pentru cazul a două vase de aceeași secțiune umplute în parte cu apă și legate cu un tub subțire de diametru d conform fig. 4.

Astfel, avem $l = \left(\frac{\delta h}{2}\right)\left(\frac{D}{d}\right)^2$ și $p_1 - p_2 = \gamma \cdot 2l\left(\frac{d}{D}\right)^2$ iar coeficientul de amplificare va avea expresia:

$$A = \left(\frac{1}{2\gamma}\right)\left(\frac{D}{d}\right)^2 .$$

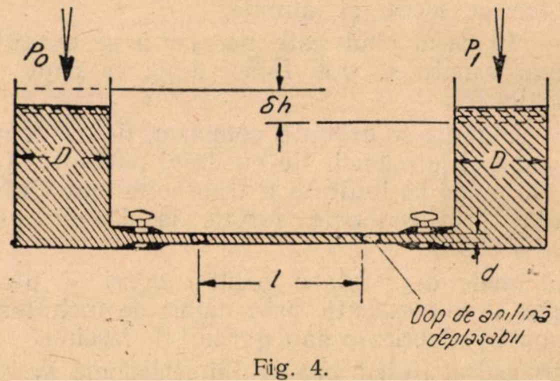


Fig. 4.

Incercările de a folosi un dop de anilină ce se deplasează în tubul de legătură au arătat că acesta dispare în cîteva zile, iar măsurătorile sînt neprecise din cauza aderenței anilinei pe pereții uzi ai tubului. Anilina a fost folosită inițial, densitatea ei fiind simțitor apropiată de cea a lichidului întrebuințat și deci înclinarea tubului neinfluențînd asupra funcționării aparatului.

Experiențele au arătat însă — contrar așteptărilor — că în cazul unui tub de legătură care satisface condiția de diametru, se poate folosi un dop de aer cu o lungime mai mare decît 3 *d*, fără a interesa orizontalitatea acestuia. Fig. 4 dă schema unui astfel de micromanometru, care nu poate fi însă folosit decît pentru măsurătorile de presiuni la gaze, lichidul preferat fiind alcoolul; apa, chiar distilată, nu este recomandată fiind foarte nesigură obținerea unei alunecări perfecte a bulei în tub.

Fig. 5 arată tot o soluţie de acest fel, însă pentru măsurarea presiunilor apei, lichidul întrebuinţat poate fi sau mai greu sau mai uşor decît apa.

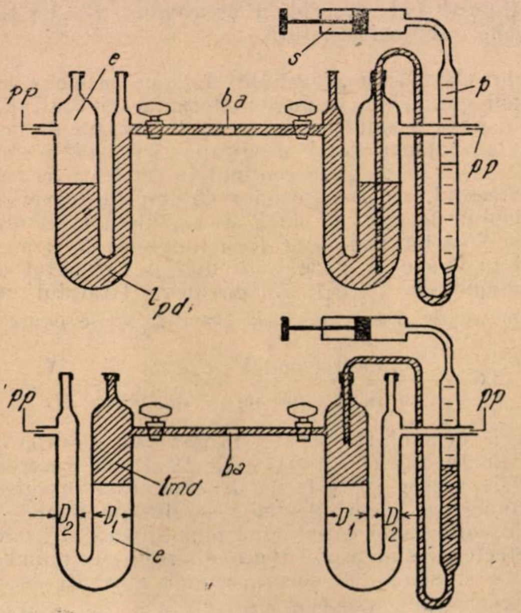


Fig. 5 :
ba-bula de aer ; e-apa ; l_{pd}-lichid mai greu decît apa ; l_{md}-lichid mai uşor decît apa ; p-pipetă ; pp-priză de presiune ; s-seringă.

Coeficientul de amplificare, în acest caz, va fi :

$$A = \frac{1}{2\gamma}\left(\frac{D}{d}\right)^2 \frac{\gamma_a}{\gamma_a - \gamma_1},$$

γ_1 fiind greutatea specifică a lichidului utilizat.

Alegerea rapoartelor D/d foarte mari limitează considerabil gama măsurătorilor pentru cazul tuburilor cu lungime obişnuită, mai ales dacă bula de aer nu este aplicată în poziţia zero. Pentru aşezarea bulei în poziţia zero sînt mai multe posibilităţi, cea mai comodă, mai rapidă şi mai exactă fiind prin luarea sau adăugarea unei cantităţi de lichid determinată — aceasta putînd fi realizată cu ajutorul unei seringi şi al unei pipete calibrate.

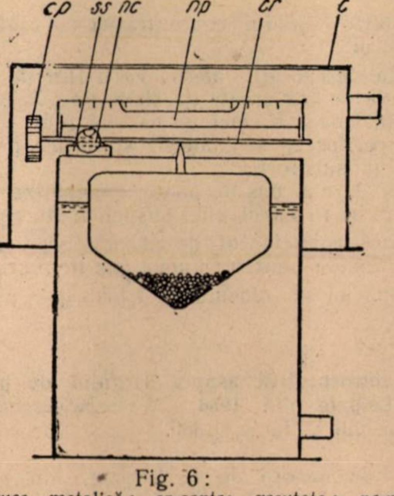


Fig. 6 :
c-capac ; cr-cruce metalică ; cp-contra greutate ; nc-nivelă de control ; np-nivelă principală ; ss-suport sferic ;

Numeroasele măsurători practice efectuate cu tipurile de aparat arătate, au confirmat interesul practic al acestor micromanometre.

Un al doilea tip de manometru este folosit numai pentru măsurarea presiunilor la gaze (fig. 6).

Aparatul foloseşte un flotor de aluminiu cu diametrul de 80 mm, aşezat într-un vas metalic cu diametrul de 113 mm, pe marginea căruia sînt fixate două cuţite de rezemare. Un cui montat la partea superioară a flotorului acţionează asupra unei cruci metalice, care se sprijină pe cuţitele ataşate vasului. Crucea poartă două nivele, una care asigură orizontalitatea cuţitelor de rezemare, iar una mai importantă, plasată pe braţul crucii perpendicular pe linia reazemelor şi rezemat pe cuiul flotorului. Aceasta a doua nivelă urmăreşte astfel deplasările flotorului.

Vasul metalic este în legătură cu un alt vas umplut parţial cu apă, la suprafaţa căruia se manifestă o presiune p_1 mai mare sau mai mică decît presiunea ce acţionează suprafaţa apei, pe care pluteşte flotorul şi care va avea, deci, mişcări pe verticală.

Printr-un calcul asemănător cu cel făcut la primul tip de manometre se poate determina diferenţa de presiune $p_1 - p_0$, funcţie de deplasarea bulei de aer a nivelei ce se găseşte pe braţul acţionat de flotor.

Deoarece prin înclinarea crucii metalice se produc modificări ale încărcărilor suferite de flotor, s-au adoptat suporţi de rezemare sferici în locul cuţitelor triunghiulare (fig. 7).

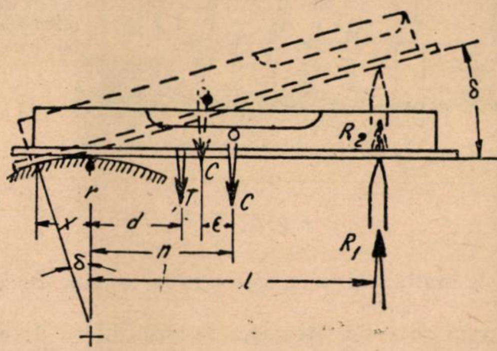


Fig. 7 :

Folosind notaţiile din fig. 7 se poate scrie pentru poziţia iniţială

$$R_1 = \frac{C \cdot n + T \cdot d}{l},$$

iar după o deplasare a flotorului:

$$R_2 = \frac{C\,(n + x - \varepsilon) + T\,(d + x)}{l + x}$$

impunînd apoi condiţia $R_1 = R_2$ rezultă că lungimea braţului l variază cu valoarea

$$x = \frac{C \cdot l \cdot \varepsilon}{C\,(1 - n) + T\,(1 - d)} \cdot$$

Dacă greutăţile sînt echilibrate, astfel încît flotorul să nu suporte decît greutatea C a lichidului cuprins în nivela principală, vom avea :

$$l = n; \qquad d = 0; \qquad x = \frac{C}{T} \cdot$$

Raza de curbură a reazemelor rezultă dintr-o simplă relaţie trigonometrică.

Aparatul mai este prevăzut cu un capac etanş cu fundul transparent şi priză de presiune, astfel încît se poate transmite suprafeţei apei presiunea p_0 şi urmări mişcările flotorului.

Precizia obţinută este foarte mare, putîndu-se observa cu uşurinţă deplasările bulei pentru denivelări de ordinul a 0,001 mm.

C. I.

Un nou principiu în proiectarea etanşărilor (New principle in design of sealing glands), Water Power, martie, 1956.

Un tip de etanşare pentru turbine hidraulice şi pompe bazat pe un principiu nou, brevetat de dr. M. S. Frenkel. Modul de etanşare este arătat în fig. 1. In axul turbinei se taie un filet conic, la care diametrul vîrfurilor creşte de la capătul de înaltă presiune al etanşării spre capătul de joasă presiune. Pasul filetului este dispus astfel, încît să pompeze apa înapoi spre capătul de înaltă presiune. In jurul filetului de pe ax se află o cămaşă staţionară *b* în care este tăiat, de asemenea un filet ale cărui vîrfuri se află pe un con similar celui al filetului de pe ax. Cum filetul cămăşii este interior, secţiunea canalului descreşte de la un maxim la capătul de înaltă presiune, spre zero la capătul de joasă presiune.

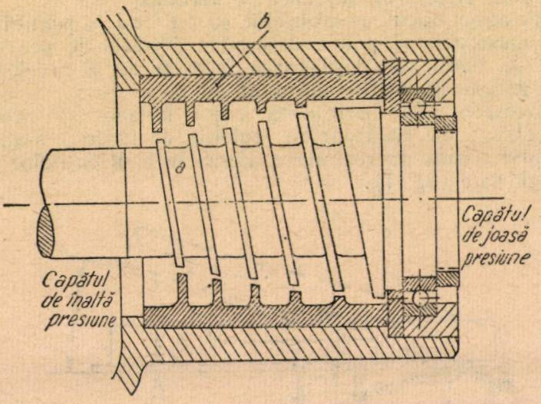


Fig. 1.

După cum se vede, etanşarea descrisă diferă de etanşările normale cu şurub, deoarece la acestea din urmă filetul axului este cilindric şi se roteşte în interiorul unei cămăşi cu suprafaţa cilindrică netedă. De aceea, fluidul găseşte un drum drept de scurgere de-a lungul suprafeţei interne a cămăşii şi acestei scurgeri i se opun acţiunea de pompare a şurubului şi căderea de presiune datorită scurgerii de-a lungul filetului. Scăpările în acest caz nu pot fi nule, deoarece pierderea de presiune depinde tocmai de existenţa unei scurgeri.

In noul procedeu de etanşare, apa nu mai urmează un drum drept, ci ea se scurge într-o mişcare helicoidală prin şanţurile filetului interior al cămăşii. In felul acesta, drumul urmat de apă creşte în raportul $2\pi rn/1$ faţă de drumul drept, *r* fiind raza medie a filetului şi *n* numărul de paşi. In scurgerea sa, apa trebuie să se acomodeze secţiunii mereu descrescînde a şanţului, astfel încît apare un transfer radial al apei spre şanţurile şurubului care se roteşte. In şurub apa este pompată înapoi, spre capătul de înaltă presiune şi, cum ea trebuie să se acomodeze secţiunii mereu descrescînde a şanţurilor, apare o scurgere radială spre şanţurile cămăşii.

Acestei scurgeri continue dintr-o direcţie sau alta i se suprapune efectul a două vîrtejuri opuse, unul în şanţurile cămăşii, celălalt în şanţurile axului. Se pretinde că, datorită celor două cauze de mai sus, scăpările de apă spre exterior sînt nule.

Jocul dintre cele două filete nu este critic. In apă curată, etanşarea lucrează fără frecări mecanice şi fără uzură. Dacă totuşi lucrul este de dorit, reglarea jocului se poate face prin simpla deplasare axială a cămăşii.

A. B.

Hours R.: **Măsurarea concentraţiei în gaze a unei emulsii gaz lichid prin absorbţia razelor γ**, (Mesure de la concentration en gaz d'une emulsion gaz-liquide par absorbtion de rayons γ) „La Houille Blanche", septembrie, 1955.

Prin măsurarea „opacităţii" faţă de razele γ a unei emulsii gaz-lichid, se poate determina concentraţia medie în gaze a emulsiei din zona traversată de fascicul. Dacă se notează cu *C* concentraţia „spaţială" a emulsiei, adică volumul de gaze conţinut în unitatea de volum a amestecului, cu *D*—grosimea de emulsie traversată de fasciculul de raze γ, dacă se consideră în emulsie un element cu laturile d*u* şi d*v* şi lungimea *D* şi presupunînd că bulele de gaze conţinute în elementul d*u*d*v*D au diametrele $L_1, L_2, \ldots L_i$, grosimea stratului de gaz traversat de fascicul va fi $X = \Sigma L_i$ şi se poate scrie:

$$C = \frac{\text{volumul gazului}}{\text{volumul emulsiei}} = \frac{du\,dv\,X}{du\,dv\,D} = \frac{X}{D}.$$

Deci, drumul străbătut prin gaz este $X = CD$ iar cel prin lichid este $D - X = (1 - C)\,D$. După trecerea prin emulsie, razele ajung la un detector, care înregistrează un număr de şocuri. Pentru a se elimina efectele parazite datorite unor eventuali fotoni difuzaţi, atît sursa cît şi detectorul sînt protejaţi prin diafragme de plumb. Dacă I_0 este numărul de şocuri/secundă măsurat de contor în cazul unui lichid pur $(c = 0)$ şi I_1 înregistrarea în cazul gazului pur, se poate scrie:

$$I_0 = I_1\, e^{-\mu D},$$

în care μ este coeficientul de absorbţie al fotonilor în lichid $(\mu_{gaz} = 0)$.

De asemenea, I_c fiind activitatea detectorului care primeşte fasciculul după ce a trecut prin emulsia de concentraţie *C*,

$$I_c = I_1\, e^{-\mu(1-C)D}.$$

Din cele două ecuaţii de mai sus se deduce relaţia:

$$C = \frac{1}{\mu D} \log \frac{I_C}{I_0}.$$

care permite calculul concentraţiei cu ajutorul citirilor detectorului.

Energia de radiaţie aleasă va fi funcţie de grosimea de emulsie de traversat, grosime care în cazul apei nu trebuie să treacă în nici un caz de 1 m. Calculul obişnuit al erorilor, ca şi modelele statistice, permit analiza preciziei măsurătorii.

Metoda de mai sus se poate generaliza uşor spre a fi aplicată şi în cazul unei suspensii de particule oarecare avînd coeficientul de absorbţie μ'. Atunci, toate calculele făcute pentru emulsia gaz-lichid rămîn valabile cu condiţia să se înlocuiască μ prin $(\mu - \mu')$.

A. B.

Privire retrospectivă asupra Tîrgului de primăvară de la Leipzig din 1956, „Wasserwirtschaft — Wassertechnik", iunie, 1956.

Tîrgul de mostre de la Leipzig, din primăvara acestui an, a pus la dispoziţia hidrotehnicienilor un variat şi bogat material documentar cuprinzînd cele mai noi şi specializate instalaţii şi utilaje produse de firmele constructoare din R.D.G., R.F.G., ţările de democraţie populară şi din ţările apusene.

Exponatele din domeniul hidrotehnic cuprind trei categorii, şi anume: alimentarea cu apă şi canalizarea, irigaţia prin aspersiune şi execuţia săpăturilor în şanţ.

Din cadrul alimentărilor cu apă şi al canalizării a fost expus un bogat sortiment de pompe: pompe submersibile cu diametre începînd cu 95 mm, pompe cu diafragmă, pompe cu piston pentru aşezări izolate avînd debite de 1,2—4,5 m^3/h, pompe centrifuge cu ax vertical automatizate, precum şi pompe verticale pentru ape menajere.

Un deosebit interes a suscitat instalaţia sistem Ranney de captare a apei subterane. Acest sistem constă dintr-un puţ colector de diametru mare, cu fund etanş, prevăzut cu găuri în pereţi la distanţe de 1—1,5 m, prin care execută orizontal în stratul acvifer, pînă la distanţa de 30—80 m (după natura stratelor), drenuri metalice de 400 mm diametru, cu fante. După introducerea în strat cu ajutorul unor prese, se face denisiparea zonei din jurul fiecărui tub cu fante, cu ajutorul unui alt tub interior ce se demontează ulterior. In regim de funcţionare, apa este pompată din puţul colector.

Dispozitivul este avantajos, dat fiind că măreşte mult raza de acţiune a puţului colector, realizează pierderi de sarcină reduse şi asigură o bună calitate a apei.

Cu ocazia Tîrgului de mostre, s-a făcut de asemenea remarcat, pe de o parte, utilajul ultramodern hidroelectronic pentru supravegherea, stabilirea şi localizarea avariilor din reţelele de apă şi canalizare, precum şi pentru identificarea traseelor conductelor de apă şi canalelor şi, pe de altă parte, instalaţiile de înregistrare, măsurare şi transmitere la distanţă a nivelelor, a comenzilor şi a alarmei, necesare automatizării staţiilor de pompare, epurare etc.

Din domeniul irigării prin aspersiune, au fost expuse capete de stropire de construcţie foarte robustă şi asigurate contra îngheţului timpuriu sau întîrziat prin mijloace constructive simple (asigurarea unei înălţimi mici de ploaie şi picături foarte mici). Pentru irigarea suprafeţelor mari cu apă obişnuită sau decantată în staţii de epurare, s-au fabricat capete cu diametrul orificiului de 18—22 mm, lucrînd la presiuni de 3—8,5 at cu o bătaie de 33—62 m.

Utilajul modern mecanizat la maximum din domeniul execuţiei şanţurilor, expus la acest tîrg anual, a pus la dispoziţia executanţilor lucrărilor de hidroamelioraţii agregate autopropulsate de diferite tipuri de o înaltă tehnicitate. Au fost expuse pluguri pentru şanţuri de desecare, pluguri contra muşuroaielor de cîrtiţă şi freze pentru şanţuri. O astfel de freză de fabricaţie Rotary Hoes depăşeşte tipurile similare prin greutatea redusă (4,75 t), prin montarea semiautomată a tuburilor de drenaj purtate într-un încărcător aşezat pe maşină şi prin reglarea automată a adîncimii şanţului.

Utilajele pentru execuţia şanţurilor pot realiza adîncimi şi lăţimi variabile, pot lucra la viteze de înaintare diferite, după natura pămîntului, şi prezintă posibilitatea de adaptare a unor dispozitive de astupare a şanţurilor.

Al. I.

Reducerea evaporărilor (Retarding evaporation) „Journal of the institution of water engineer" noiembrie, 1956.

O problemă legată de rezervoarele de apă deschise este reducerea evaporărilor de la suprafaţa lor. De mulţi ani se ştie că pierderile prin vapori se micşorează cînd se acoperă apa cu „monostrate" ale unor compuşi cu lanţuri lungi sau prin strate de amestecuri adecvate de uleiuri. Pentru a fi potrivită scopului ei, pelicula de la suprafaţa rezervorului trebuie să reziste acţiunii vîntului şi prafului, să poată fi aplicată imediat şi cu mijloace ieftine, să fie durabilă, să nu anuleze cu totul accesul aerului şi razelor solare şi să nu fie toxică.

In ce priveşte rezistenţa la vînt şi praf, s-a constatat că stratele de acizi graşi cu lanţuri lungi, ca şi acelea de uleiuri, sînt rupte de agenţii de mai sus şi nu se mai refac. Cu strate mai fluide se micşorează rezistenţa la evaporare. Dimpotrivă, eficacitatea peliculelor de alcooli cu lanţuri lungi nu este diminuată de acţiunea vîntului şi a prafului. Pentru a se asigura rezistenţa faţă de vînt este bine să existe la îndemînă un exces de cristale din materialul cu ajutorul căruia a fost obţinută pelicula. Cristalele sînt depozitate pe plutitori prevăzuţi cu dispozitive speciale şi ele eliberează molecule de îndată ce tensiunea superficială a peliculei a scăzut. In felul acesta, tensiunea superficială este readusă imediat la valoarea pe care a avut-o înainte de deranjare. Există anumite relaţii optime între dimensiunile rezervorului de apă şi suprafaţa de cristale în contact cu lichidul.

Referindu-ne la limitarea evaporării, ea este mai eficace în tratamentul cu alcooli cu lanţuri drepte decît în cel cu alcooli cu lanţuri ramificate sau închise. Efectul cel mai bun este obţinut cu ajutorul alcoolilor cetilic şi stearilic. Teoretic, un strat din aceste substanţe ar trebui să reducă evaporările cu 70%. Scăzînd evaporarea, temperatura suprafeţei lichidului creşte. De aceea reducerea evaporării este în realitate mai mică. O cifră citată de un autor arată că echilibrul între reducerea evaporării şi încălzirea superficială se poate stabili pentru o reducere a evaporării cu 45%. La această valoare, permeabilitatea stratului protector faţă de raze este suficientă. Un strat mai gros şi, deci, mai eficace, este de evitat, deoarece impermeabilitatea faţă de oxigen este dăunătoare. De asemenea, combinarea stratului protector cu suprafeţe plutitoare reflectoare este de evitat, deoarece opreşte intrarea razelor solare în apă.

Rezultatele bune obţinute cu alcoolul cetilic au justificat continuarea experienţelor cu acest produs. Pentru a da randamentul optim, alcoolul trebuie să fie suficient de pur. In practică, puritatea este suficientă dacă substanţa este albă în stare solidă şi incoloră în stare lichidă, punctul de topire fiind situat între 47^0 şi 51^0 C.

A. B.

Protecţia catodică cu ajutorul anodelor de magneziu, „Technisches Zentralblatt Elektrotechnik", nr. 10, 1956.

Coroziunea pieselor de fier aşezate în pămînt sau apă poate fi redusă, făcînd aşa fel ca acestea să devină catode faţă de nişte anode plasate în acelaşi mediu. Protecţia prin acest sistem poate fi lămurită cu ajutorul diagramei Pourbaix, în care sînt trecute în abscise valorile pH-ului electrodului, iar în ordonată, potenţialul fierului faţă de electrodul de hidrogen. La $p\mathrm{H} = 7$ şi —800 mV coroziunea este evitată; or, prin experienţe practice, cu electrozi cupru-sulfat de cupru, s-a obţinut valoarea —850 mV. Acelaşi potenţial poate fi atins prin aplicarea unui curent continuu sau prin utilizarea unui metal (magneziu) care să fie anodic faţă de fier. In acest ultim caz apare un curent care curge prin apă sau pămînt de la anodul de magneziu spre piesa de fier. Curentul se închide printr-un conductor. Un anod de magneziu, care pierde 1 kg din greutate în 6 600 de ore din cauza unui curent de 100 mA, are un randament de 30%, deoarece după legea lui Faraday este posibil să se obţină 2 200 Ah/kg. In practică, un aliaj Mg-Al-Zn s-a comportat mai bine decît Mg pur. Forma anodului depinde de utilizare. In apă este nevoie de o suprafaţă mică faţă de greutate, deoarece electrolitul are o mare conductibilitate, deci este preferabilă forma sferică. In pămînt este nevoie de o suprafaţă mai mare şi, deci, este preferabilă forma cilindrică.

Protecţia anodică poate fi utilizată la conductele îngropate în pămînt, la construcţii hidrotehnice, la cisternele petrolierelor, la cocile navelor, la schimbătoare de căldură. Pentru fiecare caz de utilizare se pot face observaţii speciale. Astfel, la recipientele de apă caldă randamentul scade la cîteva procente pentru temperaturi mai mari decît 70°.

La construcţiile hidrotehnice, la care consumul de anod este foarte ridicat, se utilizează cu folos anode iniţial supradimensionate. După un timp, consumul va fi redus de sărurile de calciu şi de magneziu, care se vor depune din apa de mare pe elementul de fier de protejat.

A. B.

Metode pentru identificarea din timp a murdăririi apei subterane pe suprafeţe mari, „Wasserwirtschaft — Wassertechnik", caietul 5, 1956.

Alimentarea cu apă potabilă a centrelor orăşeneşti şi industriale a folosit şi foloseşte pe scară largă sursele de apă de adîncime la care condiţiile de potabilitate sînt, în general, satisfăcute în mod natural.

Dezvoltarea vertiginoasă a populaţiei şi evacuarea deşeurilor solide şi lichide, menajere şi industriale în condiţii primitive şi nehigienice, duc la infectarea bazinelor de apă superficiale şi subterane. Alimentările noi cu apă trebuie să ţină seamă de acest lucru şi să fie puse la adăpost prin prevederea zonei de protecţie. Alimentările vechi cu apă sînt însă în pericol de a fi impurificate, ceea ce poate duce uneori la desfiinţarea acestora.

O astfel de situaţie s-a creat într-un oraşel din Germania occidentală. Aici, captarea de apă potabilă a fost prevăzută prin puţuri de mică adîncime din pînza subterană aflată la 4—5 m adîncime. Regiunea este situată pe o terasă foarte largă, uşor înclinată spre rîul din vecinătatea oraşelului. Subsolul este constituit dintr-un strat gros de nisipuri de dune, aşezat pe argila de bază care se găseşte la o adîncime de 17—30 m. Stratul de bază de argilă are şi el o uşoară înclinaţie spre rîu. Grupul de puţuri se găsea iniţial în afara zonei construite, în care a fost însă înglobată ulterior, prevăzîndu-se o mică zonă de protecţie într-un parc.

In jurul captării la distanţe variind între 200 şi 2 000 m se găsesc următoarele surse posibile de infecţie: rîul vecin, o zonă inundabilă, două cimitire, două gropi de gunoi, o zonă a oraşelului fără canalizare publică, un canal deschis pentru apele uzate menajere şi industriale şi, în fine, posibilitatea de infecţie din canalizarea publică la ape mari pe rîu.

In ultimii ani, s-a identificat o creştere simţitoare şi continuă a bacililor coli din apa potabilă. Infectarea neputînd fi atribuită infiltrării de la suprafaţă, pentru identificarea surselor s-au executat patru grupe de cîte trei puţuri în triunghi şi s-au instalat mire.

Metoda hidrologică practicată timp de un an, de determinare a direcţiei apei subterane şi a infectării pe baza nivelelor apei în puţuri, nu a dat rezultate din cauza variaţiei nivelelor în cadrul grupelor de puţuri, în urma influenţei pîlniei de depresiune a captării şi a oscilaţiilor în rîu la ape mari.

In continuare s-a aplicat timp de un an metoda hidrochimică, bazată pe studiul concentraţiei substanţelor chimice în diferite puncte ale aceleiaşi pînze subterane. Ca indicatori s-au folosit cloridele, permanganatul de potasiu şi duritatea.

Pe baza rezultatelor căpătate s-au putut trasa curbe, unind puncte cu aceeaşi concentraţie şi, ţinînd seamă de sensul de creştere a concentraţiei, s-au identificat sursele de infecţie. Acestea sînt: groapa veche de gunoi mai apropiată de captare şi zona din oraşel, fără canalizare publică.

Avîndu-se în vedere importanţa problemei sanitare, pe de o parte, şi imposibilitatea înlăturării cauzelor de infecţie în mod economic şi eficace, pe de altă parte, captarea trebuie abandonată, urmînd să se execute instalaţii noi în afara zonei locuite a oraşelului, unde influenţa surselor de infecţie nu se mai face simţită.

Al. I.

Să evităm în construcţiile grele inginereşti o desfăşurare încîlcită a lucrărilor, „Bauplanung-Bautechnik", martie, 1956.

Execuţia construcţiilor în condiţii optime tehnice şi economice, prin adoptarea unei soluţii juste şi a unui mod judicios de organizare a şantierului, folosind larga mecanizare şi industrializare a lucrărilor, necesită colaborarea inginerilor proiectanţi şi executanţi de la primele faze ale proiectelor.

Prin trei exemple, privind construcţia de baraje, se ilustrează importanţa pe care respectarea acestui principiu o reprezintă în lucrările hidrotehnice mari.

Exemplul 1 se referă la construcţia barajului Weidatal, proiectat ca baraj de greutate cu miez de beton şi paramente din zidărie de piatră. Modul de sortare a pietrei pentru paramente şi agregat, nemecanizarea execuţiei zidăriei de piatră, nefolosirea instalaţiilor de betonare cu întreaga lor capacitate, din cauza pauzelor între operaţiile de zidărie şi turnare a betonului, au constituit o serie de greutăţi ce puteau fi înlăturate prin prevederea unui baraj numai din beton sau din beton cu căptuşeală de piatră, executată după terminarea betonării.

Exemplul 2 arată dificultăţile create la execuţia barajului Rappbodetal, la care pregătirea fundaţiilor nu a devansat suficient operaţia de beton a diferitelor ploturi pentru a permite turnarea betonului fără întrerupere şi la care o zonă întinsă din fundaţie nu era vizibilă din punctul cel mai apropiat de dirijare a instalaţiei de transport.

Exemplul 3 arată comparativ importanţa respectării consideraţiilor sus-arătate la barajele Genkeltal şi Hennetal. Ambele baraje fiind prevăzute din anrocamente cu pinten amonte din beton, la primul nu s-a ţinut seamă de dependenţa execuţiei masivului de anrocamente de cea a pintenului, lucru care, avîndu-se în vedere la barajul Hennetal, prin aşezarea pintenului în afara profilului anrocamentelor, s-a asigurat o desfăşurare fără întrerupere a lucrărilor.

Al. I.

R. M. MUCURDUMOV. **Unele consideraţii cu privire la rezistenţa la acţiune seismică a conductelor subterane.** Vodosnabjenie i sanitarnaia tehnika nr. 5/1956.

Autorul face critica normativului cu privire la executarea construcţiilor în regiuni seismice (P.S.P. 101-51) care prevede adoptarea unor adîncimi suplimentare de aşezare a conductelor subterane, în funcţie de gradul de seismicitate al regiunii, de materialul tuburilor şi de destinaţia lor, considerînd că mărirea adîncimii de aşezare măreşte rezistenţa lor la acţiunea seismică.

Autorul examinează atent rezultatele constatate la comportarea conductelor subterane în timpul unor mari cutremure din diferite regiuni ale lumii şi ajunge la următoarele concluzii:

1. Construcţiile subterane au suferit mai puţin decît cele de la suprafaţă, în timpul cutremurelor.
2. Deteriorarea conductelor s-a produs în special în locurile cu terenuri de rezistenţă slabă (terenuri afînate, saturate cu apă, etc.).
3. Deteriorarea conductelor s-a produs în special din cauza rigidităţii dintre conductă şi diferitele construcţii subterane(rezervoare, cămine etc.), precum şi din cauza lipsei de elasticitate a îmbinărilor.
4. Majoritatea deteriorărilor s-a produs pe porţiunile de conducte al căror traseu a coincis cu direcţia de porpagare a principalelor unde seismice. Deteriorările au constat în smulgerea capătului tubului din mufă şi în ruperea pieselor de legătură, datorită eforturilor axiale de tracţiune.
5. S-au comportat foarte bine tuburile de oţel şi cele de fontă, s-au comportat bine cele de azbociment şi au dat rezultate nesatisfăcătoare conductele de beton armat care aveau îmbinări rigide.

6. Adîncimea de așezare a conductelor nu are influență asupra rezistenței lor seismice. S-a constatat că la adîncimi de 0,5...0,6 m nu s-a produs nici o avariere, pe cînd la 1,7 m. adîncime, gradul de avariere este de 1,58 (cazuri de avariere pe 1000 m. de conductă). De altfel s-au constatat degradări ale unor construcții subterane, din cauza acțiunii seismice, la adîncimi de 7—8 m, deci mult peste cele admise în normativul mai sus menționat, pentru așezarea conductelor.

Autorul propune și o metodă de calcul pentru determinarea eforturilor care apar în conductele subterane, la acțiunea seismică.

In concluzie, autorul recomandă ca în regiunile cu gradul 9 de seismicitate, să se folosească în terenuri de orice natură, tuburi de oțel și fontă; în regiunile cu gradul 8 de seismicitate, să se folosească tuburi de azbociment chiar în terenuri slabe; conductele de beton armat să fie evitate în aceste regiuni seismice. De asemenea autorul propune să se renunțe la prevederea normativului, de sporire a adîncimii de așezare a conductelor în zone cu grad mare de seismicitate, deoarece această măsură conduce la sporuri apreciabile de cost, fără să se obțină un rezultat mai favorabil.

P. T.

N. F. DANIELIA și S. S. BOBOHIDZE: **Priză de apă cu grătare așezate pe etaje.** Ghidrotehniceskoe Stroitelstvo nr. 2/1956.

Autorii arată defectele pe care le prezintă prizele obișnuite de apă din rîuri, care au ferestrele de intrare a apei așezate la un nivel foarte scăzut, din care cauză, apa captată conține pînă la 98% aluviuni, față de apa de rîu. Aluviunile astupă foarte repede grătarele și galeriile de conducere a apei, producînd dificultăți în exploatare.

Pe baza experienței de exploatare a unor asemenea prize, și a cercetărilor de laborator pe modele la scară redusă, făcute în Transcaucazia, a fost propus un nou tip de construcție, denumită: „Priză de apă cu grătare așezate pe etaje".

Construcția prizei este astfel alcătuită, încît se favorizează formarea unor curenți cu mișcare de rotație, care prind aluviunile de fund și le îndepărtează de ferestrele prizei. Ferestrele etajului inferior al prizei sînt prevăzute cu grătare dese, avînd interspațiile de 6—10 mm, ar cele ale etajului superior, cu grătare mai rare (interspații de 10—40 mm).

Rezultatele cercetărilor de laborator arată că noul dispozitiv constructiv permite reducerea conținutului apei captate, în aluviuni de fund, de la 80—98% la 1—5%.

Inafară de regimul aluviunilor, s-au studiat în laborator și problemele calculului hidraulic al noului tip de priză cu grătare etajate și pe baza rezultatelor obținute au fost elaborate principiile pentru proiectarea și exploatarea acestui tip nou de priză, principii care sînt expuse în articol.

P. T.

Stați de epurare a apei de canal din Brno (Stavime kanalisacni cistirny — kanalisacni cistirna pro Brno), „Voda", nr. 1/1956, J. Klicman.

In prezent se desfășoară în Cehoslovacia construcția celei mai mari stații de epurare a apei de canal în acea țară, la Brno. Acolo problema epurării apei prezintă importanță excepțională, orașul fiind un centru industrial foarte vast și multilateral.

Stația este calculată pentru o suprafață canalizată de 3 200 ha, aducția apelor industriale în instalații de epurare urmînd a se realiza cu ajutorul a trei canale cu debitul:

$$Q_{22-6} = 915 \text{ l/s}$$
$$Q_{6-22} = 1\,362 \text{ l/s}$$
$$Q_{v\hat{\imath}rf} = 1\,524 \text{ l/s}$$

Epurarea:

Preliminară . . . . $3\,Q_{6-22} = 4\,086$ l/s
Mecanică . . . . . $2\,Q_{6-22} = 2\,724$ l/s
Biologică . . . . . $Q_{v\hat{\imath}rf} = 1\,524$ l/s

Epurarea preliminară. Apele reziduale sînt dirijate printr-un canal de 2,7 m lățime în cele două bazine de decantare pentru pietriș, nisip și corpuri străine mai voluminoase. Bazinele sînt construite în formă de trunchi de piramidă de 3,70 m adîncime și prevăzute lateral cu cîte două vane acționate mecanic. Materialul adunat pe fundul decantoarelor este scos cu ajutorul unui mecanism special și încărcat în vagonete pentru a fi evacuat. In spatele bazinelor de de decantare este instalat în pantă de 30° un grătar cu spațiile de 15 cm. Urmează apoi grătarul fin format din trei elemente: jgheaburi de aducție, sala grătarelor fine acționate mecanic și jheaburi de evacuare. Elementele menționate sînt despărțite între ele prin spații de dilatare. Grupul măsoară în total 33,10 m lungime. In spatele acestei construcții sînt amplasate trei bazine de denisipare în lungime de 25 m și lățime de 4,45 m fiecare și prevăzute cu cîte două jgheaburi trapezoidale cu fundul drept de 0,60 m lățime. Evacuarea nisipului decantat se face cu ajutorul unor pompe mobile. Jgheaburile de evacuare sînt înzetsrate cu tuburi Venturi de control pentru asigurarea vitezei constante de scurgere în jurul a 30 cm/s.

Apele reziduale astfel preepurate se dirijează apoi în instalații de separare a grăsimilor și de acolo se pompează (debitul 2 724 l/s) în bazine de decantare.

In cazul debitului de ape reziduale mai mare, ele se acumulează parțial în cele patru bazine de apă de ploaie cu lungimea de 76,8 m și lățimea de 12 m.

Unul dintre elementele cele mai importante ale stației îl constituie instalația centrală de pompare cu un debit de 2 724 l/s, ridicarea apei la 2,40—4,70 m. Potrivit proiectului vor fi instalate trei pompe verticale cu elice tip Sigma VSK—8 V, debitul unei pompe fiind Q = 800...1 550 l/s.

Euprarea mecanică. Apa pompată va alimenta galeria de refulare de 2,70 m lățime din care se va dirija în cele patru bazine de separare a grăsimilor, fiecare dintre aceste bazine fiind împărțit în trei spații paralele. In perioada de vîrf, apa este reținută în bazine timp de 8 minute. Materiile grase adunate la suprafață se vacuează prin jgheaburi de colectare într-un colector de 7 00 l capacitate, de unde apoi se pompează cu ajutorul a două pompe Sigma ChL—5, direct în bazine de fermentare. Pentru epurarea mecanică propriu-zisă servesc patru bazine circulare de 35 m diametru și prevăzute cu instalații mecanice pentru evacuarea nămolului depus în straturi de 2,60—3,70 m grosime. Nămolul strîns se dirijează prin conducta de fontă de 200 mm diametru la pompa de nămol. In perioada de vîrf, timpul de decantare se reduce la două ore zilnic.

Epurarea biologică. Deocamdată instalațiile respective au numai un caracter experimental și sînt compuse din următoarele grupuri:

a) 3 bazine de activare cu o capacitate de 2 500 m³ fiecare;

b) 6 bazine circulare de 20 m diametru, de clarificare finală;

c) jgheabul colector bilateral al bazinului de clarificare finală.

Ansamblul instalaţiilor va fi deservit de 16 pompe, iar capacitatea de producţie este calculată la un debit de 607—855 l/s, deci, aproximativ 1/2—1/3 Q_{6-22}.

Fermentarea nămolului depus în bazine de sedimentare se face în camere (bazine) de fermentare de gradul I şi II, cu capacitate totală de 25 508 m³, iar producţia zilnică de gaz metan a fost calculată la 8 662 m³/24 h. Spaţiul nu îngăduie descrierea construcţiei sistemului bazinelor de fermentare şi a funcţionării lor, problema fiind complexă şi cu multe detalii de calcul tehnico-economic.

Economia termoenergetică. Gazul metan produs în camere de fermentare este dirijat în centrala electrică şi acţionează două motoare cu combustibil normal de tipul 6 SDP 350 şi un motor cu gaze 6 SDP 350, fiecare motor de 550 kW. Centrala electrică este legată la reţeaua de distribuţie şi la centrala termică.

Apele epurate pot fi în cele din urmă tratate la nevoie cu clor în instalaţii respective de clorinare.

Staţia din Brno pentru epurarea apelor va fi dotată cu cele mai moderne laboratoare, ateliere de reparaţii şi un grup social perfect amenajat, toate acestea urmînd a fi amplasate într-o serie de corpuri speciale.

Proiectul staţiei a fost elaborat în cadrul Institutului de proiectări „Vodoproiekt“ din Brno, proiectant principal ing. Hentvich.

V. C.

Recenzii

Constantinescu M., Goldstein M., Haram V., Solomon S.: **„Hidrologie“**, Editura Tehnică, 1956, (449 pagini, 243 fig.).

Sub acest titlu a apărut recent primul manual de hidrologie contemporană în limba romînă, în care se tratează aproape toate problemele principale pe 21 capitole.

Expunînd în introducere bazele matematice, lucrarea dezvoltă noţiunile hidrografiei şi hidrometriei, proprietăţile fizico-chimice ale apei, circuitul hidrologic, factorii scurgerii, hidraulica apelor subterane, debitele lichide şi solide, regimul de iarnă ,modelarea hidrologică şi numeroase aplicaţii şi date hidrologice.

Lucrarea este de o deosebită importanţă pentru hidrotehnica noastră care este în prima fază a dezvoltării.

Calităţile lucrării pot fi caracterizate astfel:

— autorii prezintă un material bogat, expus clar şi la nivel înalt;

— datele prelucrate pentru 98 staţiuni hidrometrice sînt utile inginerilor proiectanţi;

— în unele capitole autorii expun metode proprii şi formule empirice şi statistice, orginale care pot fi utile studiilor hidrologiei rîurilor noastre;

— documentaţia folosită de autori permite studenţilor şi inginerilor hidrotehnicieni să cunoască metodele de calcul cele mai avansate.

Relevăm şi unele lipsuri, care pot fi remediate cu ocazia unei eventuale noi ediţii:

— materialul nu este expus în mod omogen, ceea ce se explică prin faptul că nu s-a lucrat destul de strîns în colectiv;

— ordinea prezentării capitolelor nu este raţională;

— unele capitole au fost dezvoltate prea mult (exemplu bazele matematice), altele sînt prea rezumative (cum ar fi proprietăţile fizico-chimice şi altele);

— lucrarea nu prezintă studiile, datele şi metodele hidrologilor romîni;

— datele hidrografice numai pe ultimii cinci ani, trebuie comparate cu cele pe durată lungă ale unor staţiuni pe rîurile mai importante, ceea ce ar fi condus la o sintetizare foarte utilă;

— lipseşte descrierea hidrografică a rîurilor noastre;

— conţinutul manualului are un accent prea pronunţat hidroenergetic şi neglijează multe folosinţe hidraulice.

D. PAVEL

Burke M. F.: **Încercări de viteze mari într-o conductă forată,** High velocity tests in a penstock, proceedings of the American Society of Civil Engineers, nr. 297, octombrie, 1953.

Autorul descrie încercările făcute asupra conductelor barajului San Gabriel. Încercările au fost făcute asupra celor patru conducte avînd diametrele nominale de, respectiv: 1,295 m, 2,438 m şi 2 x 3,124 m. La o verificare a dimensiunilor, diametrele medii ale conductelor au fost: 1,289 m, 2,432 m, 3,118 m şi 3,117 m.

S-au efectuat întîi măsurători de debite cu următoarele metode:

1) măsura cu contoare de apă a volumului de apă scurs pentru viteze cuprinse între 3,106 şi 14,426 m/s,

2) măsura vitezei de propagare a unei coloraţii de fluoresceină;

3) măsura vitezei cu tuburi Pitot.

Valorile coeficientului Venturi au rezultat:

metoda 1	0,986
metoda 2	0,977
metoda 3	0,961
media	0,974

In general, se constată o concordanţă satisfăcătoare a rezultatelor obţinute prin cele trei metode.

Apoi s-au efectuat măsurători ale vitezei în conductele mari pentru numere Reynolds cuprinse între $1{,}82 \times 10^6$ şi $3{,}751 \times 10^7$. S-a constatat o reducere a coeficientului de rugozitate λ de la 0,0115 la 0,0065. In diagramarea rezultatelor se observă că cele obţinute nu coincid cu diagramele $\lambda = f(Re)$ ale lui Nikuradse. Autorul este de părere că ele ar concorda mai bine cu rezultatele pentru rugozităţi ondulate.

O ultimă serie de încercări au fost făcute în conducta de 1,295 m pentru studiul distribuţiei vitezelor într-o secţiune, cu ajutorul unor tuburi Pitot. Autorul găseşte rezultate care confirmă legile lui V. Karman şi Prandtl.

Articolul conţine descrierea amănunţită a aparatajului utilizat şi prezintă interes, în special, ca metodică de observaţie a fenomenelor hidraulice în conducte din natură.

Mazur A. M.: **Aplicarea betonului simplu şi armat prefabricat la construcţia tunelelor hidrotehnice,** Primenie sbornogo jelezobetona i betona v stroitelstve ghidrotehnicskih tunnelei, „Ghidrotehniceskie Stroitelstvo", nr. 7, iulie 1955.

Lucrarea a fost prezentată drept o comunicare la consfătuirea V.N.I.T.O. din februarie 1955.

Autorul trece în revistă lucrările cu blocuri de beton prefabricat executate în U.R.S.S. Dintre lucrările cele mai de seamă se citează un tunel pentru irigaţii de 1 092 m, cu diametrul interior de 4,62 m, căptuşit cu bolţari, terminat în 1951; un tunel de evacuare a apelor de 690 m lungime, cu diametrul de 6,4 m, construit în 1954 şi un tunel pentru alimentare cu apă de 6 300 m lungime şi 5,7 m diametru, dat în exploatare în 1950. In general, se constată că în U.R.S.S., metoda s-a aplicat numai în cazurile în care roca era proastă.

In continuare, se analizează diferite lucrări similare executate în străinătate printre care galeriile de aducţie Aachensee şi Kaprun, precum şi galeria forţată precomprimată dublă a uzinei Soverzene. De asemenea, autorul se ocupă de metoda de precomprimare a bolţarilor propusă de ing. A. Kieser.

In ultima parte a articolului, autorul mai indică unele proiecte sovietice printre care o galerie de drenaj de 1,4 x 2,2 m^2 din blocuri eliptice, proiectată de ing. A. I. Taviev. In sfîrşit, se trec în revistă cîteva procedee de execuţie, ca procedeul blocurilor prefabricate preconizat încă din 1938 de V. S. Eristov şi procedeul susţinerii bolţilor prin metoda ancorării.

In urma analizării detaliilor de execuţie ale tuturor acestor galerii, autorul ajunge la următoarele concluzii:

1. Prefabricatele scurtează timpul de execuţie a galeriilor subterane.
2. Pentru galerii sub presiune de secţiune mică şi mijlocie sînt adecvate inele complete prefabricate şi precomprimate.
3. Pentru galerii fără presiune de secţiune mică şi mijlocie sînt recomandabile inele de beton armat prefabricate, iar pentru cele de secţiune mare, bolţari prefabricaţi.
4. Prin precomprimare se realizează o conlucrare mai raţională dintre armătură şi beton.
5. Aplicarea principiului de ancorare a bolţii uşurează condiţiile de lucru subteran şi de montaj.

A. F.

Dr Bachman u. Kösnness: **Sarcinile şi importanţa cercetărilor în domeniul hidrotehnic,** Aufgaben und Bedeutung der Wasserwirtschaftlichen Forschung, „Wasserwirtschaft und Technik", nr. 3, 1956.

In cele de mai jos se prezintă unele dintre cele mai importante studii şi cercetări din domeniul hidrotehnicii întreprinse astăzi în R. D. Germană.

Economia apelor s-a dezvoltat ca o ramură importantă în cadrul economiei naţionale a R. D. Germane şi i se atribuie o importanţă deosebită. In timpul din urmă s-a creat o organizaţie unică îmbrăţişînd toate problemele în legătură cu economia apelor.

Printre lucrările de cercetare în domeniul construcţiilor hidrotehnice sînt de menţionat:

— măsurătorile la barajul Rappbode;
— probleme de infiltraţii pe sub barajele fundate pe pămînturi permeabile;
— calculul şi măsurarea rezistenţelor şi a deformaţiilor în îmbrăcămintile tunelelor hidrotehnice;
— încercările pe modele privind golirile de fund ale barajului Rappbode;
— înnisiparea rîurilor în special la vărsarea în Marea Baltică;
— transportul nisipului în lungul ţărmului;
— influenţa valurilor şi probleme privind protecţia ţărmului Mării Baltice.

In domeniul hidroamelioraţiilor:

— drenarea pămînturilor argiloase;
— determinarea adîncimii şi a distanţei drenurilor din punct de vedere economic;
— folosirea maşinilor specifice în hidroamelioraţii;
— irigaţiile cu ape uzate;
— îndepărtarea vegetaţiei din canalele de irigaţii cu mijloace chimice.

In domeniul alimentării cu apă:

— folosirea instalaţiei interioare a tuburilor din Vinidur şi PVC pentru racorduri şi mărirea diametrelor de la ø 52 la ø 80;
— procedee noi pentru puţuri orizontale;
— diferite cercetări fizico-chimice, pedologice şi bacteriologice în legătură cu captările de apă de suprafaţă şi subterană.

In domeniul canalizării:

— epurarea apelor reziduale din industria chimică, alimentară şi textilă;
— instalaţii mici de epurare;
— recuperarea din apele reziduale a unor substanţe valoroase;
— folosirea nămolului rezultat din staţiile de epurare ale oraşelor mari;
— studii privind dezinfectarea şi epurarea apelor rezultate din abatoare.

De asemenea, nu sînt uitate problemele care rezultă din necesităţile viitoare ale energiei atomice şi influenţa izotopilor din apele reziduale ale unor astfel de instalaţii.

Se menţionează unele probleme, în care încă nu s-au obţinut rezultate mulţumitoare; astfel, spre exemplu:

— problema unificării uzinelor care produc tuburi de beton centrifugate;
— rezolvarea constructivă unitară a mufelor tuburilor şi realizarea unei rugozităţi uniforme;
— crearea unei industrii proprii de tuburi de azbociment şi executarea conductelor cu diametrul mai mare (ø 100— ø 300);
— echipamentul mecanic pentru staţiile de epurare ale comunelor şi oraşelor mici;
— îmbunătăţirea instalaţiilor pentru aspersiuni;
— mecanizarea construcţiilor hidroameliorative.

Se trec în revistă unele deficienţe tehnico-organizatorice şi se arată noua structură organizatorică ce va contribui la lărgirea activităţii cercetărilor în domeniul hidrotehnic;

— crearea unui sector special pentru hidrotehnică la „Institutul central pentru cercetări şi tehnică", publicaţii periodice, organizarea de congrese ştiinţifice, înfiinţarea unui serviciu de documentare pe specialităţi;
— crearea de proiecte tip, lărgirea standardizării în domeniul hidrotehnic;
— calcularea unor indici tehnico-economici pe baze ştiinţifice;
— lărgirea schimbului de experienţă şi colaborarea în problemele tehnico-ştiinţifice din domeniul hidrotehnic U.R.S.S. şi ţările de democraţie populară.

R. M.

Cronică

A 5-a Conferință mondială a energiei

Prof. Dr. Ing. C. MATEESCU

1. Scurt istoric — Organizație — Activitate

In zilele de 17—23 iunie a.c. s-a ținut la Viena, a cincea conferință mondială a energiei, la care a luat parte și o delegație romînească. Inainte de a face o dare de seamă sumară asupra conferinței, socotesc necesar să dau cîteva informații privitoare la această organizație internațională și la activitatea sa din trecut.

Conferința mondială a energiei a fost înființată în Anglia, în 1924, din inițiativa decedatului D. N. Dunlop. Scopul conferinței este lămurit prin statutele sale: să examineze cum pot fi folosite rațional izvoarele de căldură și de energie în domeniul național și internațional, prin următoarele mijloace:

„Studiul resurselor potențiale ale fiecărei țări în energie hidraulică, cărbune, petrol și alți combustibili, minereuri".

„Comparația rezultatelor în realizarea agriculturii științifice, a irigațiilor și a transporturilor, pe uscat, pe apă și în aer".

„Conferințe între ingineri, experți tehnici, experți în combustibili și cercetători cu autoritate în știință și industrie".

„Consultarea consumatorilor de combustibil și de energie și a fabricanților de material pentru producerea energiei".

„Conferințe cu privire la învățămîntul tehnic, examinarea metodelor de învățămînt în diferite țări și a mijloacelor de a îmbunătăți resursele actuale".

„Discutarea aspectelor financiare și economice ale industriei naționale și internaționale".

„Conferințe cu privire la posibilitățile de a stabili un Birou mondial permanent pentru adunarea informațiilor, stabilirea inventariilor resurselor mondiale și schimbul de informații științifice și industriale între diferitele țări prin mijlocirea unor reprezentanți desemnați..."

Cele cinci sesiuni plenare au avut loc astfel:

Prima conferință mondială a energiei s-a ținut în iunie-iulie 1924, la Londra în timpul Expoziției Imperiului Britanic, de la Wembley, cu tematica: *„Inventarierea resurselor mondiale de energie și combustibil și utilizarea cea mai avantajoasă a acestor resurse""*. S-au prezentat peste 1 000 membri din 43 țări.

A doua conferință mondială a avut loc la Berlin, la 15-25 iunie 1930. S-au prezentat 392 rapoarte din 34 țări diferite, privitoare la problema energiei din toate punctele de vedere. Au participat peste 3 890 membri.

A treia conferință mondială s-a ținut la Washington S.U.A., între 7-12 septembrie 1936, cu subiectul: *„Economia generală a energiei"*. Au luat parte 2 000 membri din 54 țări diferite.

A patra conferință mondială a avut loc la Londra între 10-15 iulie 1950, cu subiectul: *„Resursele energiei mondiale și producția energiei utile"*. Au fost 162 rapoarte și 1 629 membri din 53 țări.

A cincea conferință mondială a energiei s-a ținut la Viena între 17-23 iunie 1956, cu subiectul: *„Resursele energetice mondiale și importanța lor în cursul evoluției tehnice și economice"*. Numărul participanților a fost peste 3000 din 53 țări, iar numărul rapoartelor a depășit 290 (cifre provizorii).

Au mai avut loc și un număr de sesiuni parțiale avînd ca subiecte anumite probleme mai limitate, precum se vede din titlurile de mai jos.

Sesiunea parțială de la Basel, 1926: Dezvoltarea energiei hidraulice și navigația interioară.

Conferința combustibililor, Londra, 1928: Economia generală a industriilor combustibililor; prepararea și folosirea combustibililor.

Sesiunea parțială din Barcelona, 1929: Folosirea și aspectul economic al resurselor hidraulice.

Sesiunea parțială din Tokio, 1929: Evoluția națională a resurselor de energie; unificarea rațională și administrația economică a dezvoltării energiei electrice; utilizarea energiei în transporturi; sporirea randamentului producției de energie.

Sesiunea parțială scandinavă, 1933: Problemele energiei în industria mare și în transporturile pe pămînt și pe mare.

Congresul Geniului Chimic, Londra, 1936: Prima conferință internațională a Geniului Chimic.

Sesiunea parțială din Viena, 1938: Furnitura de energie în agricultură, mica industrie, artele menajere, luminatul public și la căile ferate.

Conferința economiei combustibililor, Haga, 1947: Economia combustibililor după 1939. Producerea, distribuirea și folosirea combustibilior și a energiei.

Sesiunea parțială de la New-Delhi, 1951: Folosirea electricității în agricultură, coordonarea dezvoltării industriilor cu dezvoltarea resurselor de energie.

Sesiunea parțială de la Rio de Janeiro, 1954: Planul general al industriei electricității, influența condițiilor tropicale și subtropicale asupra proiectării uzinelor hidroelectrice; carburanți naturali și derivați; energia eoliană; energia solară; întrebuințările energiei electrice, dezvoltarea uzinelor hidroelectrice internaționale.

La cîteva din sesiunile plenare și parțiale au luat parte și delegați din Romînia.

Sesiunile parțiale următoare sînt fixate astfel: Belgrad, Jugoslavia, 5-10 iunie 1957: Montreal, Canada, septembrie, 1958; Elveția, 1960.

Conferințele sînt organizate de Comitetul național al țării-gazdă cu cooperarea lui „Central Office" din Londra. Participarea la conferință este organizată de comitetele naționale ale țărilor participante. In mod normal, fiecare comitet național cuprinde delegați ai departamentelor ministeriale, ai instituțiilor profesionale, ai asociațiilor de industriași și alte corporații care se ocupă cu prepararea și folosirea combustibililor și cu producerea și aplicațiile energiei.

Consiliul executiv al conferinței, instituție permanentă, este organul director al conferinței mondiale a energiei. Acest consiliu, format din delegați ai comitetelor naitonale, se reunește în diferite țări. Ședințele sale au loc, de obicei, o dată pe an, cel mult de două ori. Consiliul autorizează conferințele și aprobă programele în ansamblu.

Inafară de comunicările prezentate de organizațiile interguvernamentale și acele internaționale neguvernamentale, toate rapoartele sînt prezentate și transmise de comitetele naționale către comitetul național-gazdă al conferinței (plenare sau parțiale). Acesta le va examina — cu dreptul de respingere — le va tipări și distribui la participanți sub forma de probe. Rapoartele nu sînt citite; discuția este bazată pe citirea prealabilă a probelor și a rapoartelor generale care grupează rapoartele din fiecare secțiune. In secțiunile tehnice, discuțiile sînt traduse simultan în limbile de lucru adoptate de țara gazdă. După închiderea reuniunii plenare sau parțiale, rapoartele individuale și rapoartele generale sînt publicate în dări de seamă legate de Comitetul național-gazdă, cu ajutorul Biroului Central. In dările de seamă (Transactions) sînt trecute: un raport asupra discuțiilor orale, o cronică a conferinței, lista participanților, rapoarte asupra ședințelor de deschidere și de închidere etc.

Inafară de organizarea sesiunilor, Conferința mondială a energiei se ocupă cu executarea rezoluțiilor votate la sesiuni, după prealabila consultare a comitetelor naționale. Deciziile se iau de Consiliul executiv internaţional. Astfel, în urma unei rezoluţii votate la sesiunea parţială de la Basel în 1926, a fost întocmit Anuarul Statistic al Conferinţei mondiale şi publicat în intervalul 1936—1954.

Inafară de dările de seamă (Transactions) ale sesiunilor plenare şi parţiale, conferinţa a publicat volumul: „Resursele mondiale de energie, potenţiale şi dezvoltare" (1929), volumul „Starea actuală a organizaţiei standardizării naţionale şi internaţionale" (1936) şi anuarul statistic menţionat, în şapte volume.

Conferinţa mondială a energiei este admisă de UNESCO şi Organizaţia meteorologică mondială la aranjamente consultative. Este membră a Uniunii Asociaţiilor Tehnice Internaţionale şi colaborează cu numeroase organizaţii internaţionale tehnice.

II. Darea de seamă sumară asupra conferinţei de la Viena. 1956.

Şedinţele de lucru s-au ţinut în zilele de 17—23 iunie în localul Konzerthaus şi au fost grupate în 5 secţiuni:

I. *Situaţia şi dezvoltarea economiei energetice în diferitele ţări,* cuprinzînd descrierea evoluţiei economiilor energetice naţionale de la 1950 la 1954 şi metodele statistice în economia energetică.

II. *Tratarea şi transformarea combustibililor,* cuprinzînd: preparaţia combustibililor solizi, lichefierea combustibililor solizi şi afinarea combustibililor lichizi, afinarea combustibililor gazoşi, problemele economice şi tehnice ale instalării şi exploatării reţelelor de distribuţia gazelor la mari distanţe.

III. *Folosirea resurselor primare de energie,* precum: energie termică, energie hidroelectrică, energie nucleară şi alte izvoare şi procedee speciale pentru folosirea resurselor de energie.

IV. *Epurarea apelor industriale şi a gazelor reziduale în economia energetică.*

V. *Cooperarea internaţională în domeniul economiei energetice,* cuprinzînd atît problemele tehnice cît şi problemele economice.

In şedinţele de lucru, conform constituţiei conferinţei nu au fost citite rapoartele prezentate în termen. S-au făcut însă unele expuneri complimentare la rapoartele existente, uneori însoţite de proiecţii şi de filme de un interes deosebit. Au mai fost expuse şi unele rapoarte noi, între care cităm cele două rapoarte prezentate din partea delegaţiei romîne: C. Dinculescu, *Utilizarea resurselor hidroenergetice în cadrul electrificării R.P.R.* şi Cr. Mateescu, *Amenajarea în scopuri multiple a apelor în legătură cu electrificarea R.P.R.* De remarcat că în şedinţe nu se fac discuţii contradictorii. Rapoartele finale grupate pe subsecţii sintetizează ideile şi datele cuprinse în rapoartele individuale, dar în general, prea succint.

Numărul membrilor conferinţei a 5-a de la Viena a fost de 48 comitete naţionale, în care se socoteşte şi comitetul naţional romîn, admis chiar în timpul sesiunii din acest an, prin votul Consiliului executiv internaţional. De remarcat prezenţa delegaţiilor din ţările răsăritene precum: U.R.S.S., R. P. Polonă, R. Cehoslovacă, R. P. Ungară, formate din numeroşi participanţi. Din ţara noastră participă numai trei persoane, cele două indicate mai sus şi conf. Emil Caragheorghe (A.S.I.T.). R. P. Chineză încă neadmisă din cauza unor lipsuri procedurale ,a participat totuşi la lucrări prin cîteva rapoarte interesante prezentate în şedinţe.

Limbile de lucru adoptate în acest an au fost: germana, engleza, franceza. Traducerile simultane au putut fi ascultate mai ales cu ajutorul unor mici radioreceptoare (cît un carnet de buzunar) distribuite fiecărui participant şi prevăzute cu fişe de introdus în urechi.

Lucrările conferinţei se vor tipări în 20 volume în 8^0 şi vor putea fi procurate pentru 3 700 Sch. austriaci.

Cu ocazia conferinţei a 5-a a fost distribuită fiecărui participant, lucrarea „Energie aujourd'hui" în 4 volume în 4^0, pe hîrtie de lux, cuprinzînd date privind electrificarea diferitelor ţări. Un articol substanţial cuprins în această colecţie tratează chestiunea electrificării R.P.R.

Dintre lucrările conferinţei a 5-a, pe cititorii revistei noastre îi interesează îndeosebi lucrările subsecţiei III (H) (Energia hidroelectrică), dar şi lucrările secţiilor I, IV şi V. Vom căuta a împărtăşi şi cititorilor noştri principalele rezultate, pe cît ne va permite spaţiul disponibil, în numerele viitoare ale revistei. Trei idei principale se degajă şi pot fi de pe acum formulate:

— Amenajările hidroelectrice se vor intensifica considerabil în următorii 10 ani, din cauza creşterii tot mai mari a consumului de energie electrică, pînă ce tipurile de uzine nucleare economice vor putea fi omologate.

— Din ce în ce mai mult se va dezvolta cooperaţia internaţională în domeniile electric şi hidraulic.

— Din ce în ce mai mult amenajările hidroelectrice trebuie să ţină seama şi de celelalte folosinţe ale apei.

După încheierea lucrărilor conferinţei s-au făcut mai multe excursii de studii (cîteva variante), fie cu caracter hidroelectrice, fie mai mult termice ori industriale. Delegaţia romînă a avut ocazia să vadă numeroase lucrări hidroelectrice deosebit de interesante precum: uzinele Dunării (Ybbs-Perserbeug) sistemul hidroelectric Ill, destinat pentru exportul energiei, sistemul Kaprun, sistemul Reiseck-Kreuzeck (de foarte mare cădere), sistemul Inn, sistemul Lech (în Germania), precum şi alte uzine şi baraje pe diferite rîuri. Vom căuta a reda în cîteva pagini ale revistei noastre caracteristicile mai importante şi inovaţiile observate. Ar fi fost foarte instructiv pentru hidrotehnicienii noştri dacă ar fi văzut asemenea lucrări un număr mai mare dintre ei, aşa cum au procedat prietenii noştri cehoslovaci, de exemplu.

Mai sînt de remarcat cîteva uzine metalurgice (la Reutte pe bază de pulberi, la Donawitz pe bază de oxigen şi automatizare).

De relevat că realizările hidroelectrice merg mînă în mînă cu dezvoltarea turismului, iar acesta constituie una din ramurile care aduc venituri importante (în devize) republicii austriace.

Incheiem această scurtă cronică cu mulţumiri pentru ţara-gazdă, care a organizat conferinţa şi călătoriile de studii precum şi diferitelor instituţii şi întreprinderi care ne-au dat cu amabilitate explicaţii şi documentări.

Congres internaţional cu tema „Modelele în tehnică"

Cu ocazia împlinirii a cincizeci de ani de la întemeierea Societăţii Adriatice de Electricitate, Academia Nazionale dei Lincei a organizat în Italia, la Veneţia, între 1 şi 4 octombrie 1955 un concurs internaţional avînd scopul de a prezenta o imagine completă a folosirii moderne a modelelor în diferitele ramuri ale tehnicii, cu participarea unor specialişti din diferite ţări.

Programul congresului a fost următorul:

Antonio Signorini: Discurs introductiv: *„Origine e direttive delle teorie dei modelli"* (Origina şi direcţiile de orientare ale teoriei modelelor).

SECŢIUNEA I. Giulio de Marchi şi Francesco Marzolo: *Relazione generale sui „Modelli idraulici"*. (Referat general asupra „Modelelor hidraulice").

a) Francesco Marzolo: *Modelli nell'idraulica fluviale* (Modele în hidraulica fluvială).

b) Emile Georges Barillon: *Modèles de navires* (Modele de nave).

c) Guido Fero: *Modelli di moti ondosi* (Modele de mişcări de unde).

d) Maurice Gariel şi M. Dupont: *Modèles de courants de densité* (Modele de curenţi cu densitate).

f) Léopold Escande: *Sur l'emploi des modeles réduits pour l'étude des ouvrages maritimes* (Asupra utilizării modelelor reduse pentru studiul lucrărilor maritime).

g) Heinrich Wittmann: *Modelle der Strömungen mit freier Oberfläche* (Modele de curenţi cu suprafaţă liberă).

h) Giralomo Ippolito: *Modelli di correnti rapide* (Modele de curenţi rapizi).

i) Arthur T. Ippen: *Hydrodynamic models of pressure conduits* (Modele hidrodinamice de conducte sub presiune).

j) Giulio Supino: *Modelli idrodinamici in presenza di aria e modelli analogici* (Modele hidrodinamice în prezenţa aerului şi modele bazate pe analogii).

SECŢIUNEA II. *Modele aerodinamice*

PARTEA I: Enrico Pistalesi: *„Relazione generale sui „Modelli aerodinamici* (Referat general asupra „Modelelor aerodinamice").

a) Hugh Dryden: *Models in subsonic aerodynamics* (Modele în aerodinamica vitezelor subsonice).

b) Antonio Ferri: *Modelli aerodinamici in moto transonico* (Modele aerodinamice în mişcarea cu viteze vecine cu cea sonică).

c) E. W. E. Rogers şi D. W. Holder: *Models in supersonic aerodynamics* (Modele în aerodinamica supersonică).

d) Antonio Ferri: *I modelli nel moto ipersonico* (Modelele în mişcarea supersonică).

e) Haydn Templeton: *Models for aero-elastic investigations* (Modele pentru cerectări aero-elastice).

f) Modesto Panetti: *Modelli di machine a fluido* (Modele de maşini cu fluid).

PARTEA A 2-a. Theodor von Kármán:: *Relazione generale sui „Modelli termogasdinamici"* (Referat general asupra modelelor termogazodinamice).

a) Sol Penner: *Similarity analysis and scaling problems in combustion* (Analiza similitudinii şi problemele scării modelului în combustie).

b) Luigi Broglio: *Modelli termoelastici* (Modele termoelastice).

SECŢIUNEA III. Arturo Danusso: *Relazione generale sui „Modelli strutturali"* (Referat general asupra „Modelelor de construcţii (structuri).

Rapoartele subsecţiilor prezintă activitatea diferitelor ţări în acest domeniu:

a) Lydik S. Jacobsen (S.U.A.): *Dynamics of structural models in U.S.A.* (Dinamica modelelor structurale în S.U.A.).

b) Guido Oberti (Italia): *La sperimentazione su modelii structturali in Italia* (Experimentarea pe modele de construcţii în Italia).

c) Gaston Remenieras (Franţa): *Quelques études et réalisations françaises récentes dans le domaine des modèles structuraux* (Cîteva studii şi realizări franceze recente în domeniul modelelor de construcţii).

d) Manuel Coelho Mendes da Rocha (Portugalia): *The studies of structures by models in Portugal* (Studii asupra construcţiilor pe modele în Portugalia).

e) Alfred Stucky (Elveţia): *Rapport sur les travaux effectués en Suisse* (Raport asupra lucrărilor efectuate în Elveţia).

f) Friedrich Tölke (Germania): *Untersuchung von Holz, Stahl und Betontragwerken durch Modelle* (Cercetarea construcţiilor purtătoare din lemn, oţel şi beton).

g) Eduardo Torroja (Spania): *Etudes sur des modèles réduits de structures réalisés dans le Laboratoire Central d'Essais des materiaux de construction à Madrid* (Studii pe modele de construcţii realizate în Laboratorul Central de Incercări de materiale de construcţii din Madrid).

SECŢIUNEA IV: Gino Sacerdote: *Relazione generale sui „Modelli acustici e fotometrici"* (Referat general asupra „Modelelor acustice şi fotometrice").

a) Ervin Meyer: *Über Modellversuche zur Schalldiffusität in Räumen* (Despre cercetările pe modele asupra difuzităţii sonore în spaţii închise).

b) Auguste C. Raes: *Les modèles de théâtres et salles d'auditions* (Modelele de teatre şi săli de audiţii).

c) François Canac: *Acoustique des théâtres en plein air, études sur maquettes* (Acustica teatrelor în aer liber, studii pe modele).

d) Eligio Perucca: *Modelli nelle fotometria* (Modelele în fotometrie).

SECŢIUNEA V: Ercole Bottani: *Relazione generale sui „Modelli elettrici"* (Referat general asupra „Modelelor electrice").

a) P. A. Abetti, Giovanni Someda şi Giuseppe Zingales: *Modelli di transformatori* (Modele de transformatoare).

b) François Cahen: *Les modèles des réseaux électriques* (Modelele reţelelor electrice).

c) Vittorio Gori: *Modelli di antenne* (Modele de antene)

d) Rinaldo Sartori: *Vasche electrolitiche* (Cuve electrolitice).

e) Samuel N. Alexander: *Analog and digital computers* (Aparate de calcul bazate pe analogii).

SECŢIUNEA VI: Carlo Ferrari: *Relazione generale sui „Modelli analogici"* (Referat general asupra „Modelelor bazate pe analogii").

a) Walter W. Soroka: *Recent advances in analogic models in applied mechanics* (Progrese recente la modelele analogice în mecanica aplicată) .

b) Joseph Pérès: *Modèles analogiques en elasticité* (Modele analogice în elasticitate).

c) Lucien Malavard: *Les modèles analogiques en aérodynanique* (Modelele analogice în aerodinamică).

d) Denis Gabor: *Models in cybernetics* (Modelele în cibernetică).

e) Enrico Persico: *Le reti di resistenze come strumenti di calcolo* (Reţelele de rezistenţe ca instrumente de calcul).

f) Balbino del Nunzio: *Modelli analogici di fenomeni termici* (Modele analogice de fenomene termice).

g) Emilio Gatti: *Modelli analogici del comportamente dinamico dei reattori nucleari* (Modele analogice ale comportării dinamice ale reactorilor nucleari)

SECŢIUNEA VII: Dino Tonini: *Relazione generale su i „Modelli nel 'economia della tecnica"* (Referat general asupra „Modelelor în economia tehnicii").

a) Arnaldo M. Angelini: *Impiego dei modelli elettrici* (Intrebuinţarea modelelor electrice).

b) Giorgio Antonucci şi Giuseppe Simonetti: *L'utilizzazione della tecnica dei modelli nella grande industria meccanica* (Folosirea tehnicii modelelor în marea industrie mecanică).

c) Ermanno Bazzocchi: *Sull'impiego industriale della galleria del vento a bassa velocità* (Asupra utilizării industriale a tunelelor aerodinamice de mică viteză).

d) Emilio Castagneto: *I modelli nelle ricerche di architettura navale* (Modelele în cercetările de arhitectură navală).

e) Franco de Gasperis: *Studio del comportamento ad impulso dei transformatori mediante modelli* (Studiul comportării la impuls a transformatoarelor cu ajutorul modelelor).

f) Carlo Driolli: *Modelli idraulici civili nell economia de la tecnica* (Modelele hidraulice ale lucrărilor publice în economia tehnicii).

g) Giuseppe Gabrielli: *Teoria e applicazione dei modelli strutturali nelle costruzioni aeronautiche* (Teoria şi aplicarea modelelor de structuri în construcţiile aeronautice).

h) Vujica Jevdjevic (R.P.F. Iugoslavia): *Emploi des modèles réduits dans le Génie Civil de la Jougoslavie* (Folosirea modelelor reduse pentru lucrările publice din Jugoslavia).

i) Victor Lang: *Modèle mécanique des lignes aériennes* (Model mecanic al liniilor aeriene).

j) Pierre Massé şi Maurice Rousselier (Franţa): *Les modèles réduits d'aménagements hydroélectriques du point de vue de l'utilisateur* (Modelele reduse de amenajări hidroelectrice, din punctul de vedere al utilizatorului).

l) Arnulf Niel (Austria): *Wie weit stimmen Erscheinungen an ausgeführten Kraftwerksanlagen mit den vorangegangenen hydraulischen Modellversuchen uberein* (Asupra gradului de concordanţă al fenomenelor de la centralele hidroelectrice executate cu cercetările hidraulice pe modele efectuate anterior.

m) Johann Dietrich von Petzinger (Germania) *Indirekte Temperaturmessungen an elektrischen Betriebsmitteln mit Hilfe von Thermo-Modellen* (Măsurători indirecte de temperatură pe utilaje electrice cu ajutorul modelelor termice).

n) Ermenegildo Santoni şi Francesco Scandone: *Modelli nella rappresentazione del terreno* (Modelele în reprezentarea terenului).

o) Heinz Schmidl (Austria): *Die Verwendung des elektrolytischen Troges zur Bestimmung der elektrischen Felder von Erderanordnungen und Hochspannungsleitungen* (Folosirea cuvei electrolitice pentru determinarea cîmpurilor electrice ale stratificaţiei subsolului şi conducteior de înaltă tensiune).

p) Ferdinand Schulz (Austria): *Luftversuche an einem Ringschiebermodell* (Cercetări aero- şi hidrodinamice pentru ejectori mari şi cercetări aerodinamice raţionale pe un model de vană cilindrică).

q) Joseph Paul Swine (Belgia): *Les recherches experimentales sur modèles réduits et leur utilité dans la conception des aménagements hydroélectriques* (Cercetările experimentale pe modele reduse şi utilitatea lor în conceperea amenajărilor hidroelectrice).

r) Mario Viano: *Funzione della scala sperimentale per turbine idrauliche e validità dei risultati ottenuti nel campo industriale in base a quelli consequitti sui modelli di prova* (Efectul de scară în experimentare la turbinele hidraulice şi valabilitatea rezultatelor obţinute în domeniul industrial pe baza celor urmărite pe modele de probă).

M. LATEŞ

Întreprinderea Poligrafică nr. 2 — Str. Brezoianu 23—25 — București, c. 2330

Lei 5

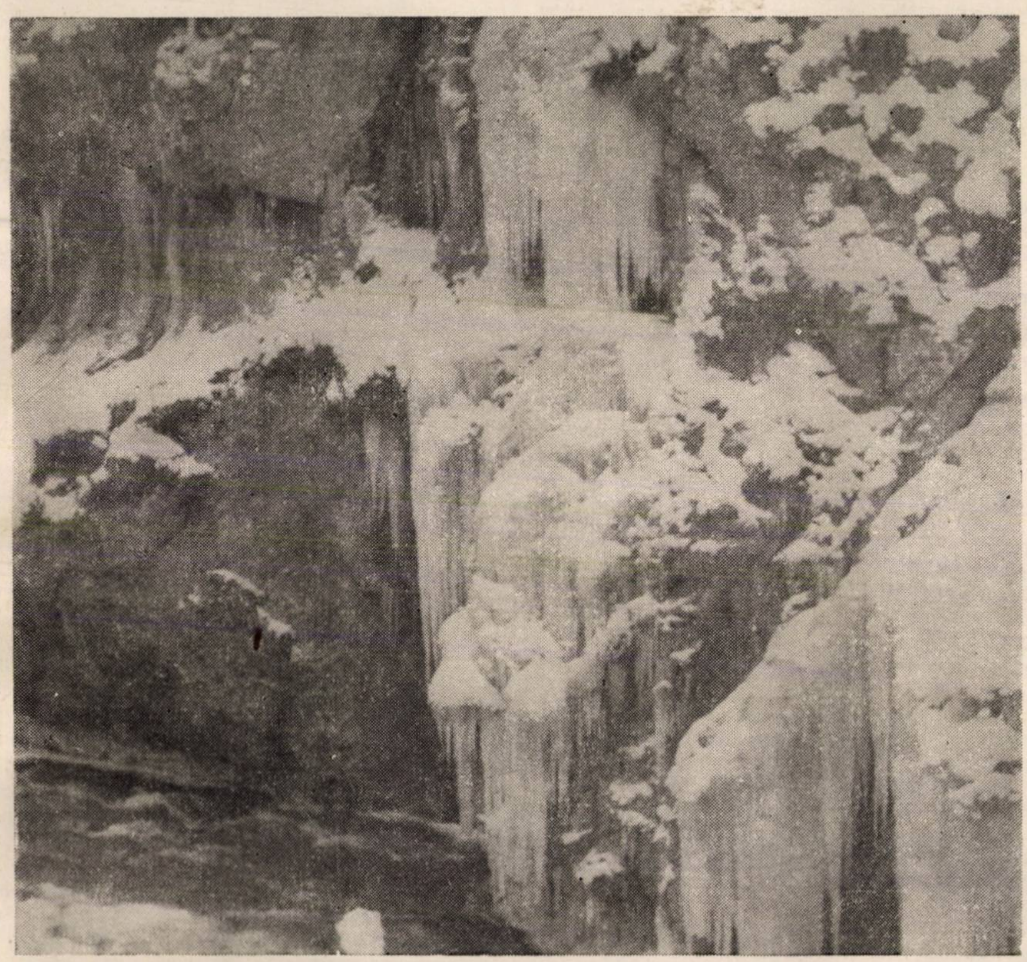
KAT

HIDROTEHNICA

ORGAN AL ASOCIAȚIEI ȘTIINȚIFICE A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR DIN R.P.R.

Institut. de Document[illegible]
BUCURESTI
ОБМЕН - CSERE
VYMENA - WYMIANA
TAUSCH - СМЕНА

[illegible] Könyvtár [illegible]



4

Octombrie-noiembrie-decembrie

AMENAJAREA ȘI GOSPODĂRIREA APELOR • AMELIORAȚII • HIDROENERGETIC
• CĂI NAVIGABILE ȘI PORTURI • ALIMENTĂRI CU APĂ. CANALIZĂRI

1956

Nr. 4
octombrie-noiembrie-dec.

HIDROTEHNICA

1956
Apare trimestrial

ORGAN AL ASOCIAŢIEI ŞTIINŢIFICE A INGINERILOR ŞI TEHNICIENILOR DIN R. P. R.

COMITETUL DE REDACŢIE

Prof. dr. ing. **Mateescu C.** redactor responsabil, prof. dr. ing. **Bărglăzan A.**, prof. ing. **Blidaru V.**, conf. ing. **Boisnard J.** conf. ing. **Cioc D.**, conf. ing. **Diaconu Alex.**, prof. ing. **Gheorghiu I. M.**, conf. ing. candidat în şt. tehn. **Kahan M.** ing. **Lateş M.**, prof. ing. **Lehr H.**, conf. ing. **Manoliu I.** conf. ing. **Melzer A.**, prof. ing. **Nicolau P.**, prof. dr. ing. **Pavel D.** conf. ing. **Prişcu R.**, conf. ing. **Trofin P.**, ing. **Wisner P.**, ing. **Zaharescu E.**

SUMAR

C. MATEESCU: Cu ocazia aniversării a 75 de ani de la înfiinţarea învăţămîntului tehnic superior în Romînia 193
D. PAVEL: Calculul grafic-analitic al atenuării viiturilor. 198
R. A. POP: Îmbunătăţirea tratării aspectului economic al proceselor de proiectare . . . 203
E. BOTEA şi GH. CUNIŢESCU-JIANU: Asupra metodei pentru determinarea sensibilităţii la înmuierea loessului. 209
I. VLADIMIRESCU: Centralele hidroelectrice fracţionate în legătură cu viitoarele amenajări pe Dunăre 215
R. PRIŞCU şi B. BRODFELD: Aspecte ale problemei conductelor de beton armat pe mediu elastic 221
S. SOLOMON: Modelarea hidraulică a debitului solid 229
P. GEORGESCU, ST. ZAREA: Utilizarea izotopilor radioactivi în unele domenii ale hidrotehnicii 241
DOCUMENTARE 247
NOTE 254
INDEX ALFABETIC 255

SOMMAIRE

C. MATEESCU: A l'occasion du 75-ème anniversaire de la création de l'enseignement technique supérieur en Roumanie 193
D. PAVEL: Calcul graphique et analytique de l'atténuation des entrainements de masses de terre 198
R. A. POP: Amélioration du traitement de l'aspect économique des processus d'établissement des projets 203
E. BOTEA et GH. CUNIŢESCU-JIANU: Au sujet de la méthode pour déterminer la sensibilité au trempage du loess 209
I. VLADIMIRESCU: Les centrales hydroélectriques fractionnées en liaison avec les prochains aménagements sur le Danube . . 215
R. PRIŞCU et B. BRODFELD: Aspects du problème des conduites en béton armé sur sol élastique 221
S. SOLOMON: Modelage hydraulique du débit solide 229
P. GEORGESCU, ST. ZAREA: Utilisation des isotopes radioactifs dans certains domaines hydrotechniques 241
DOCUMENTATION 247
NOTES 254
INDEX ALPHABÉTIQUE 255

СОДЕРЖАНИЕ

К, МАТЕЕСКУ: 75 лет со дня основания высшего технического образования в Румынии . . . 193
Д, ПАВЕЛ: Графико-аналитический расчет ослабления паводков 198
Р. А. ПОП: Улучшение трактовки экономических вопросов в процессе проектирования . . . 203
Е. БОТЯ и Г. КУНИЦИСКУ-ЖИАНУ: О методе определения чувствительности лесса на смачивание 209
И. ВЛАДИМИРЕСКУ: Фракционированные ГЭЦ в связи с будущим благоустройством Дуная 215
Р. ПРИШКУ и Б. БРОДФЕЛЬД: О вопросе железобетонных труб на упругой среде . . . 221
С. СОЛОМОН: Гидравлическое моделирование твердого стока 229
П- ДЖОРДЖЕСКУ, Ш. ЗАРЯ: Применение радиоактивных изотопов в некоторых областях гидротехники 241
ДОКУМЕНТАЦИЯ 247
ЗАМЕТКИ 254
АЛЬФАВИТНЫИ УКАЗАТЕЛЬ 255

INHALT

C. MATEESCU: Zum 75sten Jubiläum seit der Gründung des technischen Hochschulwesens in Rumänien 193
D. PAVEL: Zeichnerisch-analytische Berechnung der Abflachung von Hochwaserwellen . . 198
R. A. POP: Zur aufmerksameren Behandlung der wirtschaftlichen Seite in der Projektausarbeitung 203
E. BOTEA u. GH. CUNIŢESCU-JIANU: Über das Verfahren zur Bestimmung der Erweichungsampfindlichkeit von Loessboden. 209
I. VLADIMIRESCU: Über aufgegliederte Wasserkraftwerke in Bezug auf den künftigen wasserwirtschaftlichen Ausbau der Donau . . 215
R. PRIŞCU u. B. BRODFELD: Eisenbetonrohrleitungen auf elastischer Unterlage . . . 221
S. SOLOMON: Hydraulisches Modellieren der Geschiebeabfuhr 229
P. GEORGESCU, ST. ZAREA: Uber die Verwendung radioaktiver Isotopen im Wasserbau 241
BUCHBESPRECHUNGEN 247
BEITRÄGE 254
ALPHABETISCHES VERZEICHNIS 255

REVISTA HIDROTEHNICĂ
Anul I * Nr. 4 * Octombrie-Decembrie 1956

Országos Műszaki Könyvtár TULAJDONA

Cu ocazia aniversării a 75 ani de la înfiinţarea învăţămîntului tehnic superior în Romînia

Prof. dr. ing. C. Mateescu

In anul acesta a fost comemorat în cadrul şcolilor noastre tehnice superioare un eveniment care a avut urmări importante în viaţa economică şi culturală a Romîniei: înfiinţarea Şcolii Naţionale de Poduri şi Şosele din Bucureşti. Incercări de a se crea o şcoală medie (de conductori) se făcuseră de pe vremea lui Ştirbei Vodă, dar numai de la 1864, Şcoala de conductori a început a funcţiona regulat, datorită ministrului Panait Donici, care a fost şi primul inginer romîn ieşit din Şcoala de Poduri şi Şosele din Paris. In 1875 se prevăd 4 ani de studii, iar în 1879 se acordă absolvenţilor cu distincţie ai Şcolii de Conductori, pentru prima oară, titlul de inginer. In 1881, ing. Gh. I. Duca, absolvent al Şcolii Centrale din Paris, organizează Şcoala de Poduri şi Şosele din Bucureşti şi rămîne timp de 8 ani director al acestei şcoli. Primii absolvenţi ai acestei şcoli sînt în 1883, în număr de 4, apoi în 1884 şi 1885 cîte 6, în 1886 sînt 4, iar în 1887, 10 absolvenţi. Noua şcoală, a cărei organizare a fost inspirată după şcoala franceză, trebuia să formeze inginerii necesari serviciilor publice şi întreprinderilor care să execute şi să exploateze noile lucrări şi instalaţii de care avea nevoie ţara.

Trebuie subliniat faptul că anii care urmează tratatului de la Berlin (1878), prin care Romînia îşi cîştigase independenţa, în urma războiului victorios împotriva turcilor, fiind aliata Rusiei, se caracterizează ca o epocă de reorganizare în toate ramurile de activitate, ca şi cînd poporul romîn ar fi căpătat conştiinţa puterilor şi capacităţii sale, după o perioadă lungă de viaţă latentă.

In perioada 1880—1885 se organizează Serviciile tehnice ale Statului, precum Direcţia Căilor Ferate, Direcţia Hidraulică, se încep proiecte mari pentru înzestrarea ţării, urmate neîntîrziat de execuţia lor. Atunci se organizează şi învăţămîntul superior, se constituie asociaţii ştiinţifice, printre care Societatea Politehnică din Romînia, în anul 1881.

Remarcăm că printre marile lucrări înfăptuite între 1881—1916 sînt lucrările hidraulice în legătură cu dezvoltarea navigaţiei maritime şi fluviale şi o serie de importante lucrări edilitare. Pentru înfăptuirea şi exploatarea acelor lucrări, trebuiau ingineri pregătiţi temeinic şi, înafară de inginerii cu studii în străinătate, s-au remarcat o pleiadă de ingineri formaţi la noua şcoală de inginerie romînească.

In cadrul preocupărilor cititorilor revistei noastre, vom face un scurt istoric din acea primă epocă de mari lucrări hidrotehnice, care ar putea fi denumită prima perioadă de înflorire a hidrotehnicii romîneşti şi care a durat 25 de ani (de la 1881 pînă la 1916). Spaţiul prea restrîns în acest an de apariţie a revistei noastre nu ne permite să facem un istoric complet al hidrotehnicii romîneşti, din vechime şi pînă azi.

Prima preocupare a Direcţiei Serviciului Hidraulic, înfiinţat în 1879, a fost să facă *studiile* necesare pentru îmbunătăţirea navigaţiei pe Dunăre. Pînă la 1878 numai două mire erau instalate (la Brăila şi Galaţi); în 1879 se instalează încă 10 mire şi apoi, între 1880 şi 1899, încă 7. De la 1894—1902 se efectuează un nivelment de precizie în lungul Dunării, instalîndu-se la fiecare 10 km borne de nivel. Lucrarea a fost completată între 1908 şi 1911. Tot atunci s-a făcut (1906—1914) sub conducerea ing. şef I. Ionescu, prima hartă hidrografică amănunţită a Dunării cuprinzînd şenalurile navigabile de la Olteniţa pînă la Bechet, bazată pe 2 329 profile transversale. Pentru Delta Dunării, studiile hidrografice au fost făcute de Direcţia Pescăriilor Statului, prin ing. I. Vidraşcu, care a întocmit prima hartă hidrografică a Deltei.

Studiile pentru braţul Sulina şi coasta Mării Negre au fost făcute de Comisia Europeană a Dunării, înfiinţată în 1856 pentru a menţine gurile Dunării în stare navigabilă. Chiar în acel an, capt. Spratt din Amiralitatea engleză a făcut ridicarea generală a coastei şi a plajei submarine în dreptul Deltei Dunării, iar în 1871, Comisia Europeană a Dunării a făcut ridicarea generală a braţelor Dunării. De la 1894 încoace asemenea ridicări s-au făcut la diferite intervale de Comisia Europeană a Dunării în colaborare cu inginerii ruşi (pentru braţul Chilia).

Comisia Europeană a Dunării, pe lîngă ridicări topografice, a efectuat şi măsurători de debite lichide şi solide pe braţele fluviului. Inginerul consultant al Comisiei, în prima perioadă, a fost Sir Charles Hartley, sub a cărui conducere s-au executat cunoscutele lucrări care au dus la succes, asigurîndu-se pentru o lungă perioadă de timp navigaţia maritimă pînă la Brăila.

Pe rîurile interioare au început măsurători de debite, la început numai pe rîul Dîmboviţa la Brezoaia (de la 1880). De relevat observaţiile proprii ale ing. Const. Chiru asupra transportului de aluviuni pe rîurile Bahlui, Dîmboviţa, Ialomiţa şi Colentina, publicate în 1893 în lucrarea sa „Canalizarea rîurilor şi irigaţiuni“, prima carte de hidrologie şi construcţii hidrotehnice romînească, folosită şi de geograful E. de Martonne în cunoscuta sa lucrare „La Valachie“.

În această epocă au apărut şi lucrări de sinteză : Gh. Balş evaluează volumul de apă al rîurilor din Romînia (Bul. Soc. Polit. 1905) şi V. Roşu publică în 1907 la Academia Romînă un „Studiu asupra irigaţiunilor în Romînia“, în care se evaluează debitele medii la etiaj, în vederea irigaţiilor.

În ţările romîne care au aparţinut Austro-Ungariei, observaţiile de nivel cele mai vechi s-au făcut la Drencova (1854) şi Orşova (1858), iar pe rîurile interioare au fost instalate pînă la 1880 cinci mire pe rîul Bega, trei mire pe rîul Mureş şi una pe rîul Timiş, toate în vederea studiului navigaţiei, cele mai multe mire au fost instalate după 1880. S-au făcut şi măsurători de debite, sporadice, mai ales între 1895—1905.

În publicaţia lui Viczian Ede, „Magyar Ország Vizierői“ din 1905 s-au extras principalele rezultate ale măsurătorilor hidrografice din Ungaria, cuprinzînd desigur şi pe acelea din provinciile alipite ulterior la Romînia.

Dezvoltarea căilor navigabile a fost preocuparea cea mai de seamă a hidrotehnicienilor romîni din epoca 1881—1916. Chiar în 1883 se începe construcţia de cheiuri de lemn în mai toate porturile dunărene. După 1904, prin afectarea veniturilor porturilor pentru lucrările fluviale, începe un adevărat progres al lucrărilor în porturi şi se poate da o atenţie specială şi întreţinerii şenalului navigabil al Dunării. După înfiinţarea „Direcţiunii Generale a Porturilor şi Căilor de Comunicaţie pe Apă“, în 1908, sub conducerea lui A. Saligny se efectuează lucrările porturilor la Dunăre şi la Marea Neagră şi se înzestrează aceste porturi cu utilaje moderne. Se stabilesc noi tipuri de cheiuri, durabile, care fiinţează şi astăzi. Se organizează serviciul de dragaje din Giurgiu care efectuează lucrări de îmbunătăţiri pe şenalul navigabil între Tr. Severin şi Galaţi pe o distanţă de 700 km, precum şi balizarea şenalului navigabil, lucrări apreciate de toţi navigatorii romîni şi străini.

Lucrări importante şi de mare anvergură au fost construite în perioada 1890—1910 în porturile Galaţi şi Brăila. Între acestea trebuie citate lucrările bazinului docului cu silozurile şi cheiurile verticale din acest bazin, lucrări deosebit de grele, din cauza terenului de fundaţie mîlos, nefavorabil pentru amplasarea unor construcţii masive. Silozurile, cu o capacitate de însilozare de 2 500 vagoane, au fost aşezate pe piloţi de lemn. Celulele, de formă exagonală, au fost construite din elemente prefabricate, îmbinate cu vergele de fier sudate. La radierul de fundaţie şi în unele părţi ale construcţiei s-a utilizat beton, uneori armat. Soluţiile ingenioase şi noi pentru acea vreme dovedesc un înalt spirit constructiv al inginerilor noştri. A. Saligny, creînd celula din prefabricate de beton armat, poate fi considerat ca un precursor, asemenea fel de construcţii intrînd în obişnuinţa constructorilor abia în ultimii 20 ani. Dar şi cheiurile verticale din faţa silozurilor, în lungime de circa 500 m în fiecare bazin, construite în aceleaşi condiţii de fundaţie, constituie şi astăzi un exemplu de ingeniozitate şi curaj. Cheiurile sînt executate din beton cu goluri de descărcare, rezemînd pe piloţi înalţi de lemn.

Dintre celelalte porturi dunărene s-a dat o dezvoltare deosebită portului Giurgiu-Ramadan a cărui construcţie a început în 1895. Extenziuni mai mari a căpătat acest port însă în deceniile din urmă.

Portul Constanţa, deşi a primit corăbii încă din antichitate (Tomis), a devenit un port important abia după lucrările făcute după 1888. Primele studii au fost făcute de Sir Charles Hartley în 1881 şi revizuite de mai mulţi experţi cu renume mondial, printre care ing. Guérard, directorul portului Marsilia. Planurile definitive au fost întocmite de un serviciu special condus de ing. J. B. Cantacuzino. Lucrările au fost începute în 1896 de întreprinderea Hallier, dar au mers foarte greu, iar întreprinderea ridica pretenţii băneşti din ce în ce mai mari şi nejustificate. A urmat un răsunător proces în faţa unei Curţi internaţionale, care s-a întrunit la Bucureşti în 1901. A fost remarcabilă susţinerea documentată şi inimoasă a intereselor Romîniei de către ing. E. Balaban, din Direcţia Porturilor şi Comunicaţiilor pe Apă, avînd ca adversar pe renumitul avocat R. Poincaré. Statul romîn a obţinut rezilierea contractului cu antrepriza, iar lucrările au fost puse în regie. S-a reuşit să se execute în regie în cîteva luni îndoit decît executase Hallier în 44 luni.

Inginerii care au lucrat la proiectarea şi conducerea lucrărilor fluviale şi maritime au fost în primii 10 ani: Aninoşanu, Miclescu, C. A. Mironescu, Sinescu, Marinovici, Ionescu Gama ş. a., apoi A. Saligny, I. B. Cantacuzino, Elie Radu, M. Romniceanu, Gr. Casimir, Gh. Popescu, I. Vardala, I. Pîslă, P. Zahariade, Venert, Art. Pucklicki, Gh. Balş, Erbiceanu ş.a.

În 1903 s-a început şi staţia petrolieră, iar în 1906 au fost începute trei silozuri pentru cereale pentru export, cu o capacitate de înmagazinare de 70 000 tone. Silozurile, executate din beton armat, au fost fundate pe stînci, instalaţiile au fost furnizate de firma germană MIAG. Această lucrare remarcabilă, iniţiată de A. Saligny a fost studiată şi condusă de o pleiadă de ingineri romîni, printre care cităm pe I. Vardala, A. Toussaint, Procop Filotti, Anton Chiricuţă.

Navigaţia pe rîurile interioare se făcuse numai incidental şi cu un trafic foarte redus. S-au efectuat însă între 1892—1903 cîteva studii interesante pe rîurile Olt, Siret, Jiu şi Ialomiţa. În aceste studii un merit deosebit a avut inginerul Ion Ionescu, care a cules numeroase date asupra adîncimilor, debitelor, condiţiilor de îmbunătăţire a navigaţiei pe aceste rîuri şi a prezentat rapoarte pline de sugestii interesante.

Dezvoltarea amelioraţiilor agricole a fost a doua problemă mare cu care s-au ocupat hidrotehnicienii romîni de la 1881 şi în anii următori. Industria din acea epocă fiind puţin dezvoltată, agricultura fiind ramura de bază a economiei naţionale, s-au făcut studii şi lucrări de hidroamelioraţii. Astfel, în 1895 statul romîn a însărcinat un grup de ingineri olandezi cu executarea unei *îndiguiri* în Delta Dunării la Mahmudia, dar lucrarea nu a avut succes. În amonte de Deltă s-a executat o primă îndiguire reuşită la Chirnogi în 1904 (1 700 ha) şi a doua la Spanţov, pe 1 500 ha, în 1906. Totuşi, din cauza regimului de proprietate, alte indiguiri nu s-au mai executat în vechiul Regat decît după primul război mondial.

Îndiguiri importante în zonele de revărsare ale rîurilor interioare s-au făcut în Ardealul apusean şi în Banat, concomitent cu lucrări de desecare, uneori şi cu staţii de pompare. Lucrările erau grupate pentru deservirea mai multor proprietăţi constituite în sindicate. Îndiguiri sistematizate după planuri de ansamblu au fost începute în 1885, o dată cu lucrările de corectare a rîurilor. Acest fel de lucrări s-au făcut pe Someş, Crasna, Jer, Beretău, pe cele 3 Crişuri cu o parte din afluenţii lor, apoi pe Mureş, Bega, Timiş, Aranca, apărîndu-se de inundaţii mai multe sute de mii de hectare. Astfel, s-au executat:

1) o parte dintr-un canal colector prevăzut să lege cursurile de apă din vest dintre Someş şi Mureş; 2) canalul Cerenei-Taut; 3) canalul Morilor-Criş; 4) canalul Jer-Mureş; 5) canalul Mureş-Tisa (Aranca); 6) canalul Bega, navigabil pe 42 km pe teritoriul R.P.R.; 7) canalul Bîrzava; 8) canalul Roja.

O reţea de sisteme de canale mai mici de desecare avînd lărgimi la fund între 0,5 m şi 3 m înlesnesc colectarea şi drenarea apelor. În Banat sînt 5 sisteme principale de desecare: Bega Veche, Timişaţ, Lînca-Birda, Tolvadea, Timişul.

În ce priveşte *irigaţiile,* primul studiu ştiinţific a fost publicat de ing. V. Roşu în 1907. Studiul, întemeiat pe date tehnice precise culese din ţară şi din străinătate, a fost premiat de Academia Romînă, dar nu a avut urmări practice. O lucrare interesantă a fost executată pe teren la Bucu, pe Ialomiţa, de ing. Victor Ionescu, trimis în mod special în Egipt, pentru a studia sistemele de irigaţii de acolo. Un alt studiu, cu deosebire interesant, a fost întocmit în 1913 de ing. Al. Davidescu din însărcinarea Ministerului Agriculturii. Studiul cuprinde tot teritoriul vechiului regat, din care Davidescu alege, ca fiind propriu irigaţiilor, întreg şesul Munteniei, pînă la Dunăre.

Constatînd că rîurile carpatine au apă puţină în anii secetoşi, Davidescu propune construirea unui canal colector al apelor acestor rîuri, începînd de la Siret, lîngă Adjud şi avînd un traseu spre sud-vest pînă în zona Bucureştilor, iar de acolo, spre vest, pentru legătura cu Oltul şi Jiul făcut navigabil. Canalul s-ar lega cu un alt canal Bucureşti-Moştiştea-Dunărea. Oraşele Focşani, R.-Sărat, Buzău, Ploieşti ar deveni porturi dunărene. Canalul ar capta solidar Siretul şi rîurile Munteniei spre a uda cea mai mare parte din şesul înalt al Munteniei (900 000 ha), folosind un debit de 207 m^3/s la care s-ar adăuga 50 m^3/s obţinute din rezervoare de compensaţie, folosindu-se în acest scop marile bălţi Jîrlăul, Balta-Albă, Balta Amara, Snagovul şi Căldăruşanii. De asemenea Davidescu propune irigarea unei largi zone de lîngă Dunăre, pînă la cota 60, în suprafaţă de 400 000 ha, luînd din fluviu 93 m^3/s.

Aceste planuri se bazau pe un hidromodul mediu în luna august de 0,23 l/s × ha, valoare mult diferită de 1 l/s × ha, admisă ca o dogmă de ceilalţi specialişti romîni şi străini care au fost consultaţi. Trebuie să recunoaştem că după observaţiile făcute pînă în prezent, folosind anumite sisteme de udare (prin aspersiune) şi ţinînd seamă şi de marile posibilităţi de acumulare descoperite între timp, cifrele lui Davidescu se apropie cel mai mult de indicii actuali. De asemenea, ideile sale cu privire la planul de cultură, asolamente, cît şi evaluările corespund cu vederile de astăzi. Asupra acestui proiect au fost consultaţi, între alţii, specialiştii străini: Luigi Villoresi şi Willcocks. Primul, luînd ca bază hidromodulul de 1 l/s×ha şi căutînd să folosească şi căderile de apă de pe cursul mijlociu al Siretului, a întocmit un alt plan de irigaţii, pe o suprafaţă mult mai restrînsă decît a propus Davidescu (186 000 ha). Planul lui Villoresi, mai realist pentru acea epocă, excludea irigaţiile cu pomparea apei din Dunăre, ca fiind extrem de oneroasă din cauza costului energiei. Dacă s-ar fi executat lucrările după planul său, astăzi ne-ar fi apărut demodat şi am fi trecut la realizarea planului Davidescu. Willcocks, cu experienţă vastă cîştigată în Asia şi Egipt, a confirmat datele şi costul lucrărilor după Davidescu şi a făcut o recomandare utilă şi astăzi: să nu se irigheze deodată o suprafaţă aşa de mare, ci numai 1/3 anual, pentru a preveni ridicarea pînzei freatice dăunătoare culturilor.

Cu toate aceste planuri grandioase şi bine gîndite, statul romîn nu a putut realiza nimic în epoca 1881—1916 în materie de irigaţie, şi foarte puţin după aceea, iar proprietarii particulari care au avut succes în irigarea cerealelor au fost excepţii. Singurele culturi irigate care au luat proporţii au fost culturile de orez. Introduse pentru prima oară în Banat de o familie italiană imigrată (Arizzi) la Banloc, în 1786, culturile nu s-au mai extins, se pare din lipsa unei maşini de decorticat. Şi încercările reuşite ale lui Anghel la Covoreşti-Iaşi în 1896, ale lui Teodoriu la Vlădeni (Jijia) în 1900 şi ale lui Vernon la Brateş în 1907 s-au oprit tot din aceeaşi cauză. Numai după 1923—1924, cînd Eforia Spitalelor Civile a amenajat o orezărie la Luciu-Giurgeni (Ialomiţa), aducînd şi maşina de decorticat, orezăriile au luat avînt.

Dezvoltarea instalaţiilor de alimentare cu apă şi canalizări. Sporadice şi de mică importanţă înainte de anul 1880, aceste lucrări au luat avînt după acest an cînd s-au pus în aplicare proiectele ing. prof. Culmann şi Bürkli-Ziegler din Zürich, în ce priveşte alimentarea cu apă a oraşului Bucureşti. Apa se lua din rîul Dîmboviţa la Bîcu, unde se trecea prin decantoare şi filtre şi, apoi, printr-un apeduct era adusă la rezervorul de la Cotroceni. De aici apa era împinsă în reţea cu pompe acţionate de două turbine hidraulice Girard. După avizul ing. W. H. Lindley s-au făcut îmbunătăţirile şi extensiunile şi s-a executat uzina hidraulică Grozăveşti cu reţeaua de distribuţie în oraş.

Se studiază sursa subterană Ulmi, recomandată de hidrologii Thiem şi Lindley şi sursa subterană Bragadiru, recomandată de Ing. Elie Radu. Constatîndu-se superioritatea acestei din urmă surse, Elie Radu primeşte însărcinarea de a elabora proiectul de alimentare cu apă bazat pe folosirea apelor subterane curgînd în subsolul Argeşului în zona Bragadiru şi de a conduce şi controla executarea lucrărilor.

În ce priveşte canalizarea oraşului Bucureşti, după un prim proiect de ansamblu întocmit în 1881 de Bürkli-Ziegler şi executat de firma „Compagnie Marseillaise des ciments du Midi", un nou proiect general a fost făcut în 1909 de Serviciul Lucrărilor Noi al Primăriei şi toate lucrările s-au executat conform acestui proiect, care trebuia să corecteze şi numeroasele defecte ale canalizărilor existente şi care se dezvoltau în mod anarhic.

Şi în celelalte oraşe s-au făcut lucrări de alimentare cu apă potabilă şi de canalizare, proiectele şi execuţia aparţinînd în cea mai mare parte inginerilor romîni. Dintre inginerii străini, W. Lindley a fost consultat pentru lucrările oraşelor mai mari: Iaşi şi Craiova.

În perioada 1881—1916 s-au executat peste 28 proiecte de alimentare cu apă şi 25 proiecte de canalizări de oraşe, precum şi lucrări similare în localităţi mai mici. Dintre inginerii romîni proiectanţi de atunci cităm pe Elie Radu, M. Zorio, B. Giulini, Tancred Constantinescu, Dionisie Germani, M. Stroescu, Virgil Ionescu şi în Ardeal pe Stan Vidrighin, iar dintre executanţi pe Motzoi şi Reschowski, C. Vasilescu. Dintre toţi, două figuri sînt cu totul proeminente: Elie Radu şi Dionisie Germani, al căror spirit tehnic şi constructiv se îmbina cu o înaltă pregătire teoretică. Elie Radu a dovedit un talent remarcabil în toate specialităţile ingineriei de construcţii: poduri, căi ferate, construcţii de clădiri, alimentări cu apă, canalizări, amenajări hidroelectrice. Datorită capacităţii sale tehnice şi cunoştinţelor sale enciclopedice, a funcţionat mult timp ca profesor la Şcoala Politehnică şi ca preşedinte al Consiliului Tehnic Superior.

Dionisie Germani a avut o cultură vastă, nu numai ştiinţifică, dar umanistică şi literară. Profesor strălucit, a publicat lucrări de mare valoare. Activitatea sa practică în specialitatea „alimentări cu apă şi canalizări" s-a desfăşurat chiar de la început cu mare succes, dar mai cu seamă în perioada 1916—1945, cînd a avut ca emul, un alt mare inginer, H. Theodoru.

Amenajările hidroenergetice în perioada 1881—1916 au fost în strînsă legătură cu dezvoltarea industriei, modestă în această perioadă. Apariţia turbinelor hidraulice moderne (Francis şi Pelton) în 1880 şi prima aplicaţie industrială a transmiterii la distanţă a energiei electrice din 1891, au dat un impuls puternic amenajărilor hidroelectrice.

Prima instalaţie mai importantă a fost uzina de apă de la Bucureşti (Grozăveşti), unde s-au instalat 4 turbine Girard de cîte 180 CP, fiecare utilizînd 2,8 m^3/s sub 7,34 m cădere. Două dintre aceste turbine acţionau pompe cu piston pentru ridicarea presiunii la apa de alimentare a oraşului, iar celelalte două turbine acţionau dinamuri electrice de 600 V. Această instalaţie a fost însă desfiinţată mai tîrziu. În 1892 s-au montat la fabrica Schiel din Buşteni 7 turbine cu o putere totală de 500 CP. A urmat uzina hidroelectrică nr. 1 pe R. Sadul-Siblu, pusă în funcţiune în 1896. Aici, în locul grupurilor generatoare iniţiale sînt instalate două turbine Francis de cîte 350 CP fiecare şi o turbină Francis de 500 CP, acuplate cu generatoare trifazate.

O altă realizare importantă pentru acea vreme a fost uzina hidroelectrică din Sinaia a soc. Lahmayer, ulterior „Electrica". In acea uzină au fost montate în anul 1898 trei turbine Francis, iar în 1901, a patra turbină, toate cuplate cu generatoare trifazate sub 3 000 V. Turbinele cu carcasă spirală funcţionează (3 din ele) şi astăzi, cu un debit de 2 000 l/s fiecare şi o cădere de 17—19 m, dezvoltînd fiecare cîte 350 CP. Turbinele, primele turbine Francis instalate în Romînia, au fost furnizate de firma J. M. Voith, iar lucrările hidrotehnice au fost proiectate de ing. Elie Radu şi au fost executate de întreprinderea Rosazza.

In 1907 a fost pusă în funcţiune uzina hidroelectrică nr. 2 pe rîul Sadul-Sibiu, avînd un baraj-rezervor de beton, cu o capacitate de 180 000 m^3. Barajul, de greutate, puţin arcuit, ridică nivelul apei cu 12 m de la talveg şi are 78 m lungime. Turbinele sînt de tipul Francis, în număr de patru şi dezvoltă o putere totală de 2 400 CP.

In 1909 se pune în funcţiune uzina hidroelectrică „Grebla" a U.D.R. (Reşiţa) folosind o cădere de 210 m a rîului Bîrzava şi avînd instalate 3 grupuri electrogene de cîte 2 500 CP, constînd din roţi gemene Pelton, acuplate elastic cu generatoare trifazate de 1 800 kW fiecare. Un baraj-rezervor la Valiug, cu o capacitate de 1,2 milioane m^3, serveşte la compensarea sezonieră a debitelor. Cu profilul triunghiular de 27 m înălţime, barajul este construit din piatră brută cu mortar de ciment şi var. Canalul principal de aducţie, de 14,2 km lungime, este construit din beton şi piatră şi are pe traseu numeroase lucrări de artă ca tuneluri şi apeducte. Numeroase canaluri secundare colectează apele de coastă, prinse uneori în jilipuri pentru transportul lemnelor. Proiectant a fost prof. Ad. Czakó împreună cu ingineri ai Soc. Reşiţa, iar execuţia s-a făcut de mai multe întreprinderi, cea mai importantă fiind firma Ioan Lenarduzzi.

Numeroase alte uzine hidroelectrice au mai fost construite în perioada 1900—1916, dar mai puţin importante ca cele menţionate mai sus, atît pentru fabricile din Vechiul Regat, cît şi pentru fabricile şi întreprinderile comunale din provinciile transcarpatine.

Participarea inginerilor noştri a fost mai redusă în ce priveşte proiectarea acestor uzine, deoarece planurile veneau în general de la fabricile de turbine, mai ales de la firmele J. M. Voith şi Ganz-Danubius.

Publicaţiile în acest domeniu sînt de asemenea destul de puţine între 1880—1916. Menţionăm studiul prof. Ion Ionescu „Navigabilitatea Siretului" (Bul. Soc. Polit., 1912) în care se propune folosirea diferenţei de nivel între Siret şi Sitna la Bucecea şi aceea între Siret şi Bahlui (Scheia), cum şi derivarea unei părţi din debitul Siretului, pentru crearea unor uzine hidroelectrice. In 1914, prof. D. Leonida publică pentru prima oară propunerile sale pentru crearea unor mari uzine hidroelectrice în V. Bistriţei, pe baza studiilor sale începute din 1906. Aceste idei au fost realizate astăzi în uzina hidroelectrică „V. I. Lenin" de la Bicaz, în curs de execuţie.

Ing. Al. Davidescu şi ing. I. Villoresi au făcut unele propuneri de amenajări hidroelectrice odată cu planurile de irigaţie despre care am scris mai înainte.

★

Dacă reflectăm asupra activităţii hidrotehnice în perioada 1881—1916, cînd Romînia, devenită independentă, şi-a creat noi baze economice, cînd în Europa începuse o perioadă de stabilitate şi cînd importante invenţii şi aplicaţii tehnice aduceau schimbări epocale în muncă şi în industrie, putem afirma că poporul romîn în scurtă vreme şi-a format cadrele superioare tehnice pentru crearea lucrărilor necesare înzestrării ţării şi că aceste cadre s-au dovedit la înălţimea cuvenită, nefiind mai prejos de tehnicienii străini care în primii ani au fost chemaţi ca experţi, consilieri sau întreprinzători. Inginerii formaţi de Şcoala Naţională de Poduri şi Şosele aveau o cultură tehnică largă, o bază ştiinţifică solidă şi s-au putut uşor specializa în practică, rezolvînd cu succes probleme dintre cele mai diferite, în toate ramurile tehnicii. Asistăm adesea la cazuri cînd aceiaşi oameni erau chemaţi să construiască poduri, căi ferate, silozuri, porturi şi lucrări de îmbunătăţiri funciare. Un spirit constructiv puternic, folosind matematicile ca instrument şi nu ca scop, randament superior al muncii, corectitudine şi un înalt patriotism caracterizează pe înaintaşii noştri din prima epocă de înflorire a tehnicii romîneşti. Vor fi avut unii dintre dînşii scăderi, constatăm lungi şi aprinse discuţii în contradictoriu în unele probleme tehnice, rezultatele însă — care au fost înfăptuirile spectaculoase din această scurtă perioadă — ne îndreptăţesc a aduce acestor înaintaşi ai noştri, prinosul nostru de admiraţie.

In ce priveşte planurile de învăţămînt şi programele vechii Şcoli de Poduri şi Şosele, constatăm că din primii ani, disciplinele hidrotehnice ocupau o bună parte din program. Astfel, în 1889 se ţineau următoarele cursuri de hidrotehnică : Curs de navigaţie interioară, Curs de navigaţie maritimă, Curs de „idraulică", Curs de „idraulică agricolă" (corespunzînd hidroamelioraţiilor de astăzi), toate predate de prof. ing. S. Sinescu, apoi era un Curs de Edilitate şi un Curs de Maşini Hidraulice.

În 1903—1904 se preda Hidraulica în anul III (trei ore săptămînal), Navigația și Edilitatea în anul IV (cîte trei ore săptămînal fiecare). Se făcea și un proiect de roți hidraulice și de creare a unei căderi de apă. Profesorii cei mai apreciați din acele timpuri au fost în aceste ramuri: Ion Baiulescu, A. Saligny și E. Radu.

Din analiza programelor ce ne-au rămas din 1889 rezultă că ele cuprindeau toate capitolele hidrotehnicii din acea vreme și se bazau pe o documentație modernă, mereu reînnoită.

Din toată această evocare a începuturilor hidrotehnicii moderne romînești se poate trage concluzia că: *învățămîntul hidrotehnic își are rădăcini puternice în prima Școală de inginerie din Romînia, care a fost Școala de Poduri și Șosele din București și că, urmînd tradiția, trebuie să dezvoltăm și să ducem la strălucire acest învățămînt în facultățile hidrotehnice existente astăzi în R.P.R. Dovezi ale nivelului nostru tehnico-științific trebuie să fie în zilele noastre, îndoite: realizările tehnice constructive valoroase și importante pentru economia țării, pe de o parte, și realizările științifice, de înalt nivel teoretic și experimental, pe de altă parte.*

Calculul grafic-analitic al atenuării viiturilor

Prof. dr. ing. D. Pavel,
Laureat al Premiului de Stat

Lacurile naturale sau artificiale, create prin baraje, ca și luncile inundabile ale fluviilor și rîurilor mari, au proprietatea de a atenua undele de viituri. Datorită acestei atenuări, lacurile și luncile au un efect regularizator asupra regimului debitelor, favorabil utilizărilor hidrotehnice complexe (hidroenergetice, hidroameliorațiilor, navigației, alimentărilor cu apă etc.).

Calculul exact al fenomenului atenuării viiturilor prin lacuri este anevoios, el se face cu oarecari aproximații și după metode grafice simplificate, cunoscute în literatură.

În schimb pentru atenuarea viiturilor, prin revărsările în luncile rîurilor mari, combinate cu fenomenul remuurilor naturale — fără a exista baraje — nu se cunosc metodele de calcul.

Mai jos se arată o metodă foarte simplă pentru calculul analitic al punctului de maxim al debitului atenuat prin lacuri sau prin revărsări, funcție de mărimea retenției, din care rezultă și forma aproximativă a curbei debitului atenuat. De asemenea se mai arată o altă metodă pentru calculul grafic, mai exact al curbei de atenuare atît în lacuri cît și în luncile inundabile.

I. Calculul punctului de maxim al debitului atenuat

Pentru dezvoltarea formulei de calcul se arată în fig. *a-d* diferitele noțiuni și notații folosite. Unda de inundație ia în natură diferite forme (fig. I-*a*):

— forma I „asimetrică" cu durata t_I scurtă a maximului debitului viiturii $Q=f\ (t)$, care apare în cazul ploilor de scurtă durată, însă cu intensitate a aversei $i = \frac{dh}{dt}$ foarte mare;

— forma II „simetrică", cu durata t_{II} mai mare care apare la ploi torențiale însă repartizate pe o întindere centrală mare a bazinului de recepție;

— forma III „asimetrică invers" se produce la ploi de lungă durată cu intensitate relativ mică dar extinsă pe întregul bazin;

— forma „neregulată" (fig. 1-*c* și *d*), care provine din suprapunerea mai multor ploi succesive pe durata viiturii t_3.

Este cunoscut inițial hidrograful debitului în timpul inundației $Q = f\ (t)$, cum arată curba desenată plin în fig. 1-*c*.

Curba debitelor $Q_e=f_e\ (t)$ evacuate sub formă atenuată, încă nu este determinată, dar se arată punctat în fig. **1**-*c*. Ținînd seama de notațiile de pe figură avem:

— stocul viiturii

$$V_i = \int_0^{t_3} (Q - Q_0)\, dt = \int_0^{t_4} (Q_e - Q_0)\, dt$$

care se obține planimetrînd suprafața *A B C D A*, fiind Q_0 debitul constant și cunoscut înainte și după fenomenul inundației. Totodată acest stoc se mai găsește și sub forma ariei *A C E D A* de sub curba debitului evacuat $Q_e=f_e\ (t)$ cum se vede din integrala a doua de mai sus;

— debitul natural crește la punctul de maxim cunoscut al viiturii Q^{max} la timpul t_1, dar maximul evacuat Q_e^{max} la timpul t_2 nu este cunoscut, însă el se găseşte într-un punct *C* al curbei viiturii *Q* cunoscute;

— volumul apei evacuate, peste volumul corespunzător lui Q_0, pînă la timpul t_2, anume

$$V_{e2}=\int_{0}^{t_2}(Q_e-Q_0)\,dt=\psi V_i$$

este o parte ψV_i din stocul V_i cunoscut;

— retenţia *R* necesară atenuării viiturii se obţine din bilanţul suprafeţelor (care reprezintă volume în fig. 1-*c*), anume:

$$R=V_i-V_{e2}-\Delta V, \quad \text{cu } \Delta V=\int_{t_2}^{t_3}(Q-Q_0)\,dt$$

dat de aria *C D F C* haşurată oblic în fig. 1-*c* şi cunoscută pentru diferite grade de atenuare Q_e^{max}/Q^{max}.

Ţinînd seama de aceste relaţii şi notaţii se poate scrie relaţia sub forma:

$$R=(1-\psi)\,V_i-\Delta V=f(\rho)V_i-\Delta V$$

Din studiul numeroaselor cazuri de atenuare a viiturilor în lacuri de forme diferite şi pe lunci inundabile se găseşte că funcţia $1-\psi=f(\rho)$ depinde de raportul debitelor maxime

$$\rho=\frac{Q_e^{max}-Q_0}{Q^{max}-Q_J},$$

Pe baza unor calcule grafic-analitice, a fenomenului de atenuare a undei de viitură, în lacuri, funcţie de diferite retenţii, la diferite forme de lacuri şi forme de curbe de viitură, au rezultat puncte, care au permis construirea curbei din fig. 1—*b*. În figură, ordonata reprezintă $f(\rho)$, iar abscisa, ρ. Scriind formula $f(\rho)$, sub formă de serie şi neglijînd termenii de ordin foarte mic, a rezultat formula simplificată:

$$f(\rho)=1-\psi=1{,}03-0{,}45\,\rho^{2/3}$$

Abaterea punctelor calculate după formulă faţă de cele calculate după metodele uzuale în hidrotehnică este de cel mult ± 3%. O precizie mai mare nu este necesară la studiul fenomenelor de inundaţie.

In consecinţă relaţia căutată între retenţia *R* şi raportul ρ al debitelor maxime este:

$$R=\left[1{,}03-0{,}45\left(\frac{Q_e^{max}-Q_0}{Q^{max}-Q_0}\right)^{2/3}\right]V_i-\Delta V$$

$$V_i=\int_{0}^{t_3}(Q-Q_0)\,dt \quad \text{şi} \quad \Delta V=\int_{t_2}^{t_3}(Q-Q_0)\,dt$$

Volumele V_i şi ΔV sînt cunoscute prin planimetrarea ariilor *A B C D A* şi *C D F C*, la la fel se cunoaşte $Q^{\prime max}-Q_0$, astfel că ecuaţia lui *R* permite:

— a se calcula, la o capacitate de retenţie *R* dată, valoarea căutată a maximului debitului atenuat Q_e^{max};

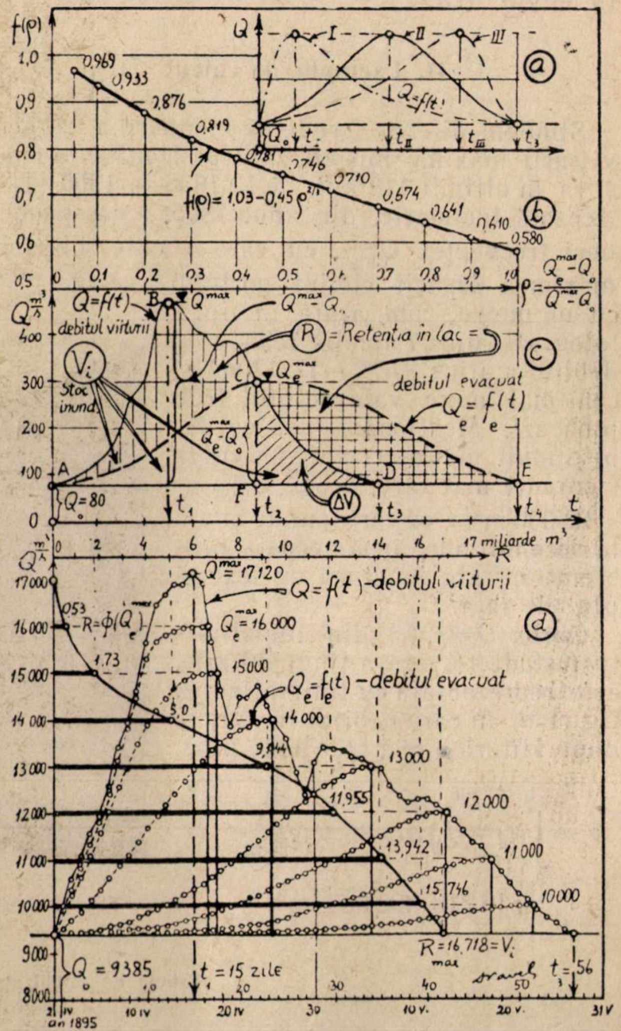


Fig. 1. Grafice care ilustrează metoda de calcul a debitului maxim de atenuare Q_x^{max}, în funcţie de retenţia în lac *R*.

— a se calcula, la o atenuare dorită, deci un Q_e^{max} cunoscut, valoarea retenţiei *R* necesare.

Ambele cazuri sînt foarte importante în hidrotehnică şi calculul după o metodă operativă simplă ca aceasta este util, mai ales în prima fază a proiectării, la care nu se cere o precizie deosebită. Din aplicarea metodei la diferite cazuri practice rezultă că precizia relaţiei între *R* şi Q_e^{max} este satisfăcătoare, erorile fiind de cel mult ± 3%, ceeace este acceptabil la studii premergătoare şi la sarcina de proiectare.

Pentru proiectul tehnic se cer nu numai mărimile R şi Q_e^{max}, ci şi forma curbei de atenuare $Q_e=f_e\,(t)$ ceea ce se obţine exact după alte metode mai complicate.

Cum se vede din exemplul tratat mai jos, se poate obţine după această metodă aproximativă şi forma curbei $Q_e=f_e\,(t)$, cum se arată în fig. 1-*d*.

II. Exemplu de calcul

Studiem diferite grade de atenuare a curbei viiturii maxime înregistrată pe Dunăre la Orşova în ultimii 118 ani, de la 1838 la 1955 [1]. Această inundaţie, din anul 1895, corespunde deci frecvenţei $Q_{1\%}^{max}$, cu care ocazie nivelul maxim a depăşit cheiul portului cu un metru, cum arată în fig. 2 fotografia din 17 aprilie 1895, cînd debitul a atins $Q^{max}=17\ 120\ m^3/s$, cea mai mare valoare din 1838 pînă azi. Menţionăm însă că debite mult mai mari pot surveni la frecvenţe mai rare, de ex. $Q_{0,01\%}^{max}=23\,000\ m^3/s$, ce corespunde odată la zece mii ani, însă această problemă nu are legătură cu exemplul de faţă.

Curba $Q=f\ (t)$ din timpul viiturii studiate, care a ţinut 56 zile, este reprezentată cu linii pline în fig. 1-*d*, în care debitul înainte şi după viitură a fost $Q_0=9385\ m^3/s$.

$$V_i=\int_0^{t_3=56\ \text{zile}}(Q-Q_0)\,dt\cdot 86\,400\,\frac{s}{\text{zile}}=$$

$$=16\,718\ 400\,000\ m^3$$

S-au luat în exemplu diferite maxime pentru debitul atenuat $Q_e^{max}=16\,000,\ 15\,000$ etc. în jos pînă la 10 000 m³/s şi s-au planimetrat ariile care dau ΔV, apoi pentru aceleaşi valori $Q_e^{max}=16\,000,\ 15\,000, \ldots,\ 10\,000$, s-au calculat funcţiile:

$$f\,(\rho)=1-\psi=1{,}03-0{,}45\,\rho^{2/3},\ \text{cu}$$

$$\rho=\frac{Q_e^{max}-Q_0}{Q^{max}-Q_0}$$

Din ecuaţia de bază $R=f\,(\rho)\ V_i-\Delta V$ s-au calculat retenţiile necesare atenuării debitului maxim de 16 000, 15,000 etc., 10 000, obţinîndu-se datele din tabela de jos:

Fig. 2. Fotografia inundaţiei pe Dunăre, studiată în exemplul acesta.

Tabela de calcul al atenuării viiturii Dunării

Q_e^{max} m³/s	16 000	15 000	14 000	13 000	12 000	11 000	10 000	9 385
$\rho=\frac{(Q_e^{max}-Q_0)}{(Q^{max}-Q_0)}$	0,855	0,726	0 597	0,469	0,338	0,209	0,0795	0
$f\,(\rho)=1{,}03-0{,}45\,\rho^{2/3}$	0,626	0,666	0,712	0,754	0,800	0,866	0,949	1,0
ΔV mil. m³	9 940	9 400	6 910	3 456	1 425	518	104	0
$R=f\,(\rho)\ V_i-\Delta V$ mil. m³	530	1 730	5 000	9 144	11 955	13 942	15 746	16 718

În tabelă, ultima coloană şi rînd dă $Q_e^{max}=9385=Q_0$, deci reprezintă atenuarea integrală a viiturii (caz fără aplicaţie practică), la care retenţia trebuie să fie egală cu stocul V_i. De altfel, aşa rezultă şi din formula R, ceea ce constituie o verificare a exactităţii formulei.

Cu privire la limita funcţiei $f(\rho)$, pentru valoarea $\rho=0$, se produce la formula $1{,}03-0{,}45\,\rho^{2/3}$ o deformare în sensul că rezultă teoretic $f(\rho)=1{,}03$ deci o valoare cu 3% prea mare. Această eroare se explică prin faptul că formula a fost dedusă pentru domeniul lui $\rho\geqslant 0{,}1$ şi de acolo începe să se manifeste o mică eroare înspre domeniul $\rho=0-0{,}1$, care însă practic nu are aplicaţie.

Forma aproximativă a curbelor $Q_e=f_e(t)$, punctate în fig. 1-*d*, se obţine din condiţiile:

— R calculat în tabelă trebuie să fie verificat prin planimetrarea ariei definite prin haşurile verticale în fig. 1-*c*;

— în punctele de maxim Q_e^{max}, trebuie să fie tangentele orizontale;

— spre originea diagramei se apropie toate curbele Q_e asimptotic de abscisă. Această operaţie a trasării curbelor Q_e s-a facut în fig. 1-*d* prin curbele punctate.

III. Metodă grafică pentru determinarea curbei de atenuare

În fig. 3 se arată o metodă grafică ce se bazează pe datele practice din lucrarea experimentală a lui E. Blau [2].

Bilanţul debitelor la un lac alimentat de un rîu, în timpul viiturii se poate scrie sub forma:

$$Q-Q_e+\Delta Q_h-\Delta Q_i-\frac{dV}{dt}=0$$

în care:

Q este debitul natural de viitură, în m³/s;

Q_e — debitul evacuat, atenuat, în m³/s;

ΔQ_h — debitul ce corespunde precipitaţiilor pe lac;

ΔQ_i — debitul pierdut prin infiltraţii în cuveta lacului şi in jurul barajului;

V — acumularea lacului şi $\frac{dV}{dt}$ debitul înmagazinat în lac.

La fluvii sau rîuri cu debite mari, termenii ΔQ_h şi ΔQ_i sînt neglijabili de mici aşa că bilanţul ia forma:

$$Q-Q_e-\frac{dV}{dt}=0;\quad Q=Q_e+\frac{dV}{dt}$$

Lucrînd cu diferenţe finite, avem într-un interval n şi $n+1$ (fig. 3), cu $\Delta V=V_{n+1}-V_n$:

$$\frac{1}{2}(Q_n+Q_{n+1})=\frac{1}{2}(Q_{en}+Q_{en+1})+\frac{V_{n+1}-V_n}{\Delta t}$$

$$Q_{n+1}+Q_n+\frac{2V_n}{\Delta t}-Q_{en}=Q_{en+1}+\frac{2V_{n+1}}{\Delta t}$$

Astfel pentru intervalul de ex. al doilea $n=1$ şi $n+1=2$ va fi

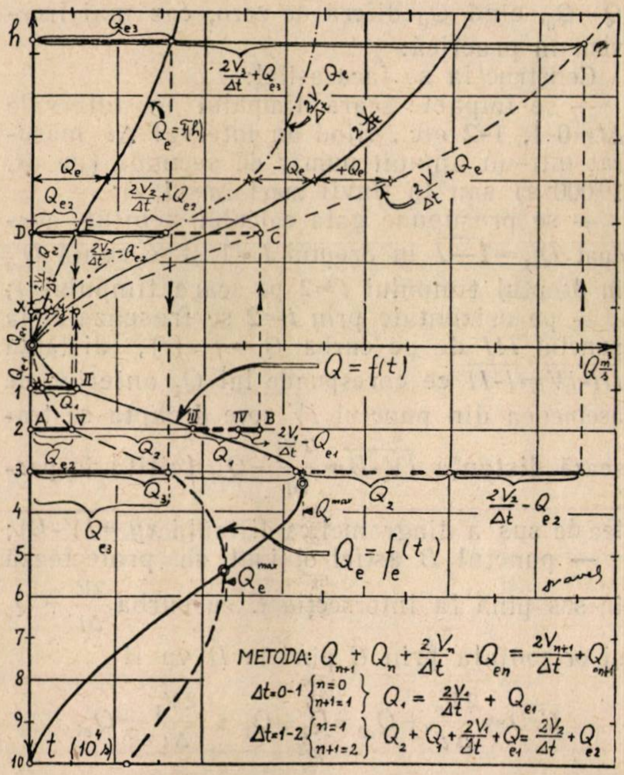

h
Q_{e3}
$\frac{2V_3}{\Delta t}+Q_{e3}$
Q_e
$\frac{2V}{\Delta t}$
$Q_e=F(h)$
$2\frac{V}{\Delta t}$
Q_e
Q_{e2}
$\frac{2V_2}{\Delta t}+Q_{e2}$
$-Q_e$
$+Q_e$
$\frac{2V}{\Delta t}+Q_e$
D
E
C
$\frac{2V_2}{\Delta t}-Q_{e2}$
$\frac{2V_1}{\Delta t}-Q_2$
x
Q_{e1}
$Q=f(t)$
$Q\ \frac{m^3}{s}$
I
II
Q_1
A
V
III
IV
B
$\frac{2V_1}{\Delta t}-Q_{e1}$
Q_{e2}
Q_2
Q_1
Q_3
Q^{max}
Q_2
$\frac{2V_2}{\Delta t}-Q_{e2}$
Q_{e3}
$Q_e=f_e(t)$
Q_e^{max}
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
t (10⁴ s)
METODA: $Q_{n+1}+Q_n+\frac{2V_n}{\Delta t}-Q_{en}=\frac{2V_{n+1}}{\Delta t}+Q_{en+1}$
$\Delta t=0-1 \begin{Bmatrix} n=0 \\ n+1=1 \end{Bmatrix}\ Q_1=\frac{2V_1}{\Delta t}+Q_{e1}$
$\Delta t=1-2 \begin{Bmatrix} n=1 \\ n+1=2 \end{Bmatrix}\ Q_2+Q_1+\frac{2V_1}{\Delta t}+Q_{e1}=\frac{2V_2}{\Delta t}+Q_{e2}$
gravel

Fig. 3. Metodă grafică pentru construcţia curbei debitului

$$\underbrace{Q_2+Q_1+\frac{2V_1}{\Delta t}-Q_{e1}}_{\overline{AB}}=\underbrace{Q_{e2}+\frac{2V_2}{\Delta t}}_{\overline{CD}}$$

Construcţia grafică din fig. 3 se bazează pe ultima relaţie şi se face fiind iniţial cunoscute:

— curba viiturii $Q=f(t)$, stabilită din măsurători hidrometrice la staţia considerată;

— curba $Q_e=F(h)$, dată de cheia limnimetrică, cunoscută de la punctul de evacuare (de ex. la deversorul barajului $Q_e=2{,}95\,\mu\,L\,h^{3/2}$);

— curbele debitelor acumulate în lac $\frac{2V}{\Delta t}$ (desenată plin) apoi $\frac{2V}{\Delta t}+Q_e$ (desenată cu liniuţe) şi $\frac{2V}{\Delta t}-Q_e$ (linii — punct) se pot calcula dacă se cunoaşte (din ridicarea topografică) pentru fiecare înălţime de apă în lac: suprafaţa lacului $S=F(h)$, apoi volumul de apă

$$V = \frac{1}{2}\int_0^h (S_n + S_{n+1})\, \mathrm{d}h = \frac{1}{2}\sum_0^h (S_n + S_{n+1})\ \Delta h \cdot$$

din curba capacităţii lacului $V = \Phi\ (h)$.

În fig. 3 sînt desenate aceste curbe şi pentru simplificare s-a luat arbitrar debitul înainte de viitură $Q_0 = 0$, deci $h_0 = 0$. În cazul general se poate lucra cu coordonate $h - h_0$ şi $Q - Q_0$, cînd Q_0 diferă de zero, caz mai frecvent în practică:

Construcţia se face astfel:

— se împarte scara timpului în intervale $\Delta t = 0\text{-}1$, 1-2 etc., fiind un interval Δt măsurat într-un anumit număr de secunde (de ex. 10000 s) sau la fluvii mari $\Delta t = 1$ zi;

— se presupune gata calculat debitul evacuat $Q_{e1} = \overline{1-I}$ în dreptul $t = 1$ şi se caută Q_{e2} în dreptul timpului $t = 2$ pe scara timpului t;

— pe orizontale prin $t = 2$ se trasează de la punctul III de pe curba $Q = f\ (t)$, distanţa $\overline{III\text{-}IV} = \overline{I\text{-}II}$ ce corespunde lui Q_1 anterior, de asemenea din punctul IV spre dreapta se trasează distanţa $\overline{IV\text{-}B} = \frac{2V_1}{\Delta t} - Q_{e1}$ (citită în partea de sus a diagramei ca distanţă $xy = \overline{IV\text{-}B}$);

— punctul B astfel obţinut se proiectează în sus pînă la intersecţia C cu curba $\frac{2V}{\Delta t} + Q_e$ şi orizontala prin C pînă la D va fi

$$\overline{C\ D} = \frac{2V_2}{\Delta t} + Q_{e2} = Q_2 + Q_1 + \frac{2V_1}{\Delta t} - Q_{e1}$$

care corespunde cu bilanţul debitelor scris anterior adică $\overline{A\ B} = \overline{C\ D}$;

— orizontala $\overline{C\ D}$, determinată precedent, intersectează punctul E pe cheia $Q_e = F\ (h)$, aşa că se poate citi $\overline{D\ E} = Q_{e2}$ căutat. Acest Q_{e2} proiectat în jos pînă la intersecţia cu orizontala prin $t = 2$ va da punctul V al curbei $Q_e = f_e\ (t)$, care trebuie determinată.

Repetînd procedeul se obţine curba $Q_e = f_e\ (t)$ în diagrama de jos a fig. 3 şi se găseşte astfel întreaga curbă de atenuare a debitului evacuat, ca şi maximul Q_e^{max}.

De la Q_e^{max} înainte, spre timpi t mai mari, nu se mai urmăreşte construcţia în fig. 3, ea poate fi continuată însă analog ca la cea precedentă, adică aşa cum s-a făcut de la 0 spre Q_e^{max}.

Aplicaţiile acestui procedeu de construcţie, foarte operativ, se vor face într-un alt studiu unde se va ataca şi problema atenuării viiturilor în luncile inundabile ale fluviilor.

Bibliografie

[1] *D. Pavel:* „Contribuţie la hidrografia „Dunării" I.R.E. 1938 şi „Hidroenergetica generală, Ed. Tehnică 1951.

[2] *E. Blau:* Das Rückhaltevermögen von Seen, Grossmodellversuche, Berlin 1955.

★

ГРАФИКО-АНАЛИТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОСЛАБЛЕНИЯ ПАВОДКОВ

Рассматриваются явления паводковых волн и приводятся два метода аналитического, соответственно графического расчета кривой сброшенного стока при ослаблении, вызываемом наличием водоема. Метод показан на примере найвысших наблюденных с 1838 г. высоких вод Дуная у Оршовы в 1895 г.

ZEICHNERISCH-ANALYTISCHE BERECHNUNG DER ABFLACHUNG VON HOCHWASSERWELLEN

Es werden die Hochwassererscheinungen erläutert und zwei Verfahren für die analytische bezw. zeichnerische Bestimmung der Hochwasserabflusskurve mit Berücksichtigung der Abflachwirkung durch die Stauseen dargestellt. Das Verfahren wird an Hand eines Beispiels erläutert für die grösste Hochwaserwelle der Donau bei Orşova im Jahre 1895 angewandt, die seit 1838 die grösste Überschwemmung hervogerufen hat. (Bild 2).

Îmbunătățirea tratării aspectului economic al proceselor de proiectare *)

Conf. ing. R. A. Pop

În anii care vor urma este prevăzută executarea a numeroase lucrări în toate ramurile economiei noastre naționale — în industrie, în agricultură, în transporturi. Realizarea acestor lucrări va trebui să se facă în condiții superioare celor de pînă în prezent. Producția pe care aceste lucrări o vor genera va trebui să fie de calitate din ce în ce mai bună și să aibă totuși un preț de cost din ce în ce mai redus.

Pentru înfăptuirea acestor țeluri un rol hotărîtor îi revine activității de proiectare din țara noastră.

Directivele Congresului al II-lea P.M.R. cu privire la cel de al doilea plan cincinal de dezvoltare a economiei naționale pe anii 1956—1960 trasează sarcini menite să îmbunătățească activitatea de proiectare.

Proiectarea va trebui să se situeze la un înalt nivel științific și va trebui să știe să folosească toate progresele tehnicii.

O sarcină de primul ordin al proiectării este aceea a găsirii soluțiilor celor mai convenabile (tehnic și economic) atît din punctul de vedere al executării lucrărilor proiectate, cît și al expolatării lor.

Urmărind activitatea de proiectare așa cum este dusă în prezent, se constată numeroase și importante deficiențe în tratarea aspectelor economice.

În faza de sarcină de proiectare (S. P.) nu se acordă atenția cuvenită calităților economice ale diferitelor variante luate în considerare, se neglijează uneori variante importante, comparațiile tehnico-economice pentru alegerea soluției nu sînt întocmite în mod concludent.

În fazele de proiect tehnic (P.T.) și de detalii de execuție nu se adîncește în mod corespunzător rezolvarea cea mai economică, îmbinată cu o tratare tehnică superioară a soluției proiectului.

Trebuie recunoscut că vina acestei deficiențe importante se poate atribui în cea mai mică măsură proiectanților direcți, deoarece nici un for superior, începînd cu forurile republicane C.S.A.C. și C.S.P. și terminînd cu unitățile tehnice din institutele de proiectare, nu au intervenit hotărît și clar pentru a anima și a îndruma acest aspect al proiectării.

Intervenția C.S.A.C.-ului în acest domeniu se manifestă pînă în prezent mai mult prin colectări de material și prin stabilirea unor indici tehnico-economici statistici. H.C.M. 223/952 și Instrucțiunile C.S.A.C. nr. 3/1956, temelia muncii de proiectare în țara noastră, au cu privire la aspectele tehnico-economice prevederi incomplete și vagi, care, așa cum va rezulta din cele ce urmează, în unele privințe pot determina tratări necorespunzătoare.

Nu este deci de mirare că latura economică constituie, în general, partea cea mai slabă a proiectării și că, ceea ce se face, se prezintă neomogen între diferitele institute de proiectare, ba chiar și între diferitele unități ale aceluiași institut.

Cît de străin poate apărea multora aspectul economic al proiectării este ilustrat de faptul că indicele de recuperare și indicele de rentabilitate ai unei investiții, sînt uneori considerați ca fiind o preocupare contabil-financiară.

Dar noțiuni ca acestea și altele de asemenea necesare în studiile tehnico-economice ale investițiilor nu le vom lămuri cu ajutorul disciplinei finanțelor, deși cunoștințe de acest fel sînt utile, și cu atît mai puțin cu ajutorul disciplinei conturilor.

Aceste noțiuni au un alt caracter: ele se încadrează în știința economiei politice, formînd o ramură a acestei științe, dezvoltată și folosită cu deosebire de tehnicieni ,avînd o altă pregătire principală decît cea economică.

În cele ce urmează se vor da cîteva indicații asupra aspectelor tehnico-economice, care trebuie să constituie o parte integrantă importantă a activității de proiectare.

Se va folosi în cele ce urmează și material din articolul docentului D. I. Zuzic „Problema bazelor tehnico-economice ale proiectelor de ameliorații funciare", apărute în nr. 7 din 1954, al revistei sovietice „Hidrotehnică și Ameliorațiuni", articol într-un domeniu abordat rar, care merită să fie citit și studiat.

Sarcina de proiectare, fază principală de proiectare din punct de vedere tehnico-economic

Din punctul de vedere al aspectului tehnico-economic, desigur, faza de proiectare hotărîtoare este S. P.

În această fază va trebui să se analizeze și să se demonstreze oportunitatea economică și posibilitatea tehnică de realizare a lucrării proiectate. De asemenea, S.P. va trebui să stabilească amploarea (mărimea, dezvoltarea) lucrării, amplasamentul și întinderea de teren pe care o ocupă, soluția tehnică (structura constructivă, materialele și dimensiunile principale, echipamentul principal etc.), condițiile de exploatare (alimentarea cu energie și cu apă, alte consumuri principale etc.), posibilitățile de execuții (materiale, manoperă, utilaj, eșalonări, termene de dare în exploatare, etc.) și să determine indicii tehnico-economici de bază ai lucrării.

Oportunitatea unei lucrări se va stabili după rolul pe care-l va îndeplini în economia națională.

Orice lucrare are ca urmare o producție utilă societății, prin satisfacerea nevoilor materiale sau culturale, mereu crescînde, ale populației. Cele mai adeseori producția finită rezultă din aportul a multor lucrări diferite între ele.

La fiecare lucrare proiectată se stabilește deci producția proprie sau aportul la o producție de origină complexă.

Rolul pe care-l va îndeplini lucrarea proiectată va depinde, în primul rînd, de importanța producției pe care o generează. De exemplu: asanarea unor terenuri mlăștinoase din apropierea unei localități are un rol a cărui importanță depinde de măsura în care este necesar să dispară urgent focarele malarigene dăunătoare sănătății populației și în care terenurile desecate vor constitui baza pentru acoperirea, într-o anumită proporție și cu produse de calitate corespunzătoare, a necesarului de legume, cartofi, lapte și carne pentru populația localității.

„Importanța" unei lucrări nu este o caracteristică absolută, ci una relativă, depinzînd de existența unor necesități, definite prin cantitate, calitate și urgență și prin proporția în care aceste necesități sînt satisfăcute.

În al doilea rînd, rolul lucrării în economia națională și, deci, oportunitatea ei depind de modul mai mult sau mai puțin economic cum sînt rezolvate problemele puse. Producția care se obține printr-o lucrare trebuie să fie de calitate cît mai bună, dar totodată cît mai ieftină.

În exemplul dat mai sus — și aceasta va fi valabil în general — lucrările de asanare trebuie realizate cu un consum cît mai redus de resurse materiale, bănești și de muncă, compatibile cu o producție de calitate superioară. Trebuie folosită în acest scop experiența acumulată în realizarea unor lucrări asemănă-

---

*) Materialul a apărut, cu unele mici deosebiri, în publicația de uz intern Buletinul Informativ I.P.C.H. 1956, nr. 1.

toare şi cuceririle cele mai noi, în măsura în care practic sînt accesibile, ale ştiinţei şi tehnicii.

Cele mai adeseori acest de-al doilea aspect se poate exprima sintetic prin preţul de cost al producţiei, care, la investiţii succesive de aceeaşi natură, trebuie să fie din ce în ce mai mic, calitatea producţiei fiind din ce în ce mai bună.

Adeseori, oportunitatea lucrării se stabileşte, pe un plan mai mult sau mai puţin general, în studii premergătoare proiectării de felul planurilor generale de electrificare pe ţară, a planurilor de amenajare şi folosire a resurselor hidraulice pe bazine hidrografice sau a memoriilor tehnico-economice (studiilor tehnicoeconomice) la care se recurge adeseori în cazul lucrărilor de mare amploare şi complexitate.

Existenţa unor astfel de studii premergătoare simplifică şi reduce răspunderea conţinutului tehnico-economic al S.P.

In lucrarea „Bazele proiectării întreprinderilor de producţie pentru industria construcţiilor“ de S.F. Ciaikin (Moscova, 1953), se subliniază în mod just: „In faza S.P. partea economică reprezintă partea de bază a proiectului, care stabileşte oportunitatea construcţiei“ (cap. XII, al. 1).

Deşi din redactarea Instrucţiunii C.S.A.C. nr. 3/1956 cu privire la elaborarea proiectelor nu se degajă clar această idee, în interesul economiei naţionale, proiectarea noastră va trebui să fie îndreptată cu perseverenţă pe linia acordării importanţei cuvenite aspectului economic pe tot parcursul proiectării şi, în primul rînd, în faza de S.P.

Comparaţia, metoda specifică de lucru a sarcinii de proiectare

Metoda de lucru specifică fazei de S.P. este comparaţia între mai multe variante.

Se caută, în felul acesta, soluţia pentru lucrarea proiectată, soluţie care trebuie să valorifice cît mai bine condiţiile naturale şi economice în care se execută lucrarea.

Metoda de întocmire a acestor comparaţii constituie una dintre problemele cele mai puţin lămurite în procesul de proiectare.

Aici se fac uneori exagerări care consumă inutil din timpul disponibil pentru proiectare.

Mai grave şi mai numeroase sînt cazurile în care S.P. au omisiuni din acest punct de vedere, aşa încît nu prezintă garanţia găsirii soluţiei optime.

Pagubele pentru economia naţională cauzate de executarea soluţiilor mediocre, rezultate din S.P. incomplete, care duc la lucrări mai costisitoare şi, ceea ce este mai grav, avînd condiţii de exploatare mai neconvenabile decît ale adevăratei soluţii care rămîne „nedescoperită“, sînt enorme.

Faptul că acest aspect nu este sezisat şi nu i se acordă importanţa cuvenită se datoreşte caracterului — din nefericire ascuns — al pagubelor. Rare sînt ocaziile cînd proiectele insuficiente din punct de vedere economic pot fi analizate din nou, descoperindu-se soluţii mai bune.

Un interesant caz de acest fel îl constituie proiectul clapetelor metalice pentru un baraj peste Argeş. Intocmit, pînă la fază de proiect tehnic (P.T.), s-a dovedit a fi greu de realizat în uzină. Refăcîndu-se proiectarea în aceeaşi fază, P.T., s-a găsit o soluţie care înlesneşte execuţia, reduce cu peste 100 t consumul de material metalic şi cu aproape 2 milioane lei costul lucrării, fără să înrăutăţească exploatarea. Dacă nu ar fi existat dificultăţile de execuţie, lucrarea s-ar fi pus în operă şi s-ar fi exploatat, fără a se sezisa economiile importante posibile, de materiale de bază şi de bani.

Ca principii generale orientative pentru stabilirea variantelor ce-ar trebui avute în vedere într-o S.P. pot servi următoarele:

— luarea în consideraţie a tuturor variantelor (raţional) posibile;

— adîncirea diferenţiată a variantelor luate în consideraţie.

Schema de lucru, de asemenea generală, întocmită pe baza acestor principii, poate avea următorul aspect:

ETAPA I-a

I. a Stabilirea variantelor generale posibile.
I. b Compararea pe bază de studii sumare a variantelor generale posibile şi alegerea unui număr restrîns de variante generale probabile.
I. c Compararea variantelor generale probabile şi alegerea soluţiei generale.

ETAPA a II-a

II. a. Stabilirea subvariantelor posibile în cadrul soluţiei generale.
II. b Compararea pe bază de studii sumare a subvariantelor posibile şi alegerea unui număr restrîns de subvariante probabile.
II. c Compararea subvariantelor probabile şi alegerea soluţiei. In unele cazuri poate fi mai avantajoasă o altă schemă:

ETAPA I-a

I. a Stabilirea variantelor generale posibile.
I. b Compararea pe bază de studii sumare a variantelor generale posibile şi alegerea unui număr restrîns de variante generale probabile.

ETAPA a II-a

II. a Stabilirea subvariantelor posibile în cadrul variantelor generale probabile.
II. b Compararea pe bază de studii sumare a subvariantelor posibile în cadrul fiecărei variante generale probabile şi alegerea cîte unei subvariante probabile pentru fiecare variantă generală probabilă.
II. c Compararea subvariantelor probabile şi alegerea soluţiei.

Schemele largi propuse aici pot speria şi pot fi considerate ca obstacole în calea pe care se merge, spre simplificarea proiectării. Nu trebuie însă să se uite că simplificarea proiectării trebuie realizată prin eliminarea a tot ce nu este necesar şi prin exprimarea concisă a ceea ce este indispensabil.

In felul acesta trebuie interpretată şi aplicarea acestor scheme. Se va constata repede că, în marea majoritate a cazurilor, nu sînt necesare toate treptele din cele două etape şi, uneori, nici ambele etape. Pentru obiecte simple, comparaţia se va reduce adeseori la luarea în consideraţie, într-o singură etapă şi treaptă, a unui număr restrîns de variante raţional posibile.

O problemă importantă a unei S.P. o constituie adîncirea necesară a studiului variantelor.

Nici în această privinţă nu există pînă în prezent criterii precise de lucru.

In orice caz, studiile trebuie să permită comparaţii juste între variante pe diferitele trepte arătate în schema de mai înainte, să permită demonstrarea indiscutabilă a oportunităţii lucrării, fără să se uite că pentru stabilirea caracteristicilor precise ale lucrării, urmează alte faze de proiectare: proiectul tehnic şi detaliile de execuţie.

Condamnabilă este atitudinea unor proiectanţi care orientează neobiectiv studiile din S.P. pentru a consfinţi drept „soluţie“ o variantă preferată, anticipat, din diferite motive, ca de exemplu — şi aceasta constituie un caz frecvent — uşurinţa de a proiecta în continuare pe o linie parcursă în proiecte anterioare, indiferent de progresele înregistrate între timp în tehnica țării noastre. Așa se explică încetineala cu care au pătruns și pătrund în practica de proiectare „noutățile", ca: prefabricatele, betonul precomprimat, materiale noi, procedee și utilaje noi de execuție.

In munca de perfecționare a proiectării trebuie să avem atenția trează pentru a se realiza o tratare principală a aspectelor tehnico-economice și a obține concluzii de o obiectivitate perfectă.

Indicii tehnico-economici, materialul principal de lucru al sarcinii de proiectare

Materialul principal al studiilor tehnico-economice, printre care se numără și studiile comparative din S.P., îl constituie indicii tehnico-economici (i.t.—e)

I. t. — e caracterizează o lucrare din punctul de vedere al importanței și al eficacității economice.

In faza de S.P., confruntînd i.t.—e. stabiliți mai mult sau mai puțin precis, după etapa și treapta la care se face comparația, stabilim soluția, care apoi se precizează în fazele următoare de proiectare.

Aceste comparații constituie operații delicate din cauza numărului enorm de i.t.—e ce pot caracteriza o lucrare.

i.t.—e se pot stabili pentru lucrarea luată în întregime sau pentru părți componente cu caractere distincte care compun o lucrare.

Unii i. t.—e. se pot exprima în unități simple, ca de exemplu t, m^3, lei. De felul acesta sînt i. t. — e. care redau importanța unei lucrări.

Alți i. t. — e. se exprimă în unități compuse. De felul acesta sînt i. t. — e. care caracterizează eficacitatea economică a unei lucrări, de exemplu i. t. — e. specifici, raportați la unitatea de producție, de suprafață, de putere, etc.

Unii i. t. — e. au un caracter sintetic, caracterizînd global mai multe aspecte ale lucrării.

Pentru a fi posibile studiile tehnico-economice este necesară o clasificare a i. t. — e.

O astfel de clasificare generală este aceea în: i. t.—e. de bază (absoluți) — ori i. t. — e. derivați (relativi) (A se vedea lucrarea citată a lui Ciaikin).

Există și alte clasificări, mai detaliate, deosebit de utile pentru cei care vor să adîncească problema i. t. — e (Merită să fie consultată broșura „Despre indicii tehnico-economici", apărută în 1953 în editura Consiliului Central al Sindicatelor).

Se va folosi în cele ce urmează o clasificare care ține seamă de cele două mari etape din viața unei lucrări: etapa de execuție a lucrării (inclusiv studiul și proiectarea ei) și etapa de exploatare.

Se vor clasifica deci i. t. — e. în i. t. — e. de investiție și i. t. — e. de exploatare.

In categoria i. t. — e. de investiție intră, de exemplu, suprafața ocupată de lucrare, materialele diferite necesare execuției lucrării, manopera necesară, durata de execuție, costul lucrării.

I. t. — e. de investiție pot fi exprimați în mărimi absolute sau ca indici specifici. Indicii de consum de materiale la milionul de lei investiții, cunoscuți în proiectare sub denumirea de „indici C.S.P.", sînt astfel de indici specifici.

Costul investiției (valoarea investiției exprimată în lei) este i. t. — e., sintetic principal de investiție care caracterizează o lucrare. Foarte prețioși în studiile comparative sînt indicii specifici de valoare de investiție, ca, de exemplu — în cazul unei amenajări hidroameliorative — cei raportați la unitatea de suprafață amenajată (valoarea investiției la un hectar amenajat) sau la unitatea de producție (valoarea investiției la tona de cereale producție pe un teren irigat).

I. t. — e. de exploatare sînt și mai numeroși și mai eterogeni decît i. t. — e. de investiție.

I. t. — e. de exploatare se referă în ultima analiză la producție, fie că o exprimă direct, cantitativ sau valoric, fie că se referă la elementele care concură la realizarea producției (exprimați cantitativ sau valoric), ca: materiile prime de bază, energia, diferitele consumuri secundare, manopera etc.

I. t. — e. de exploatare se pot exprima și ei în valori absolute sau ca indici specifici. Productivitățile (productivitatea muncii manuale sau a diferitelor instalații și utilaje) exprimate de exemplu în valoare de producție la unitatea de muncă (oră-om) sînt exemple de indici specifici.

I. t. — e. de exploatare pot avea și ei caracter sintetic.

Există în fine, i. t. — e. deosebit de prețioși în studiile tehnico-economice, care au un caracter sintetic mixt, referindu-se atît la aspecte legate de etapa de execuție (investiție) cît și la etapa de exploatare.

Cel mai reprezentativ indice de acest fel este desigur costul producției, care — afară de elementele depinzînd de exploatare — cuprinde și amortizările care sînt funcție de valoarea de investiție.

Unii i. t. — e. cu caracter sintetic mixt, ca: venitul, rentabilitatea, recuperarea, vor fi examinați mai departe.

In proiecte putem să ne limităm, în general, la calculul unui număr relativ redus de i. t. — e.

Deși, așa cum s-a arătat mai înainte, C.S.A.C. are în preocupare stabilirea unor extremi de numeroși i. t. — e. statistici, din nefericire încă nu există nici o indicație oficială, normativă, care să percizeze i.t.—e. ce-ar trebui folosiți în procesul de proiectare, în fiecare domeniu de proiectare (hidrotehnică, edilitară și hidroameliorativă, căi de comunicație, etc.) și pentru diferitele faze de proiectare și nici nu este stabilită o metodologie de calcul concretă și unitară a acestor indici.

De asemenea, se observă că puținii i. t. — e. calculați în proiecte, în special în faza de P.T., afară de aceia de consum de materiale care se compară cu limitele admise de C.S.P., rămîn cele mai adeseori neutilizați.

Nu trebuie uitat că i. t. — e. în sine nu constituie decît un material brut, care nu devine util decît prin analize complexe și confruntări cu i. t. —e. etalon, pe aceste baze stabilindu-se apoi unele concluzii.

Stabilirea soluției, concluzia sarcinii de proiectare

In procesul de proiectare, soluția ce se propune spre realizare rezultă dintr-o comparație cu caracter complex tehnic și economic, ce se face în faza de sarcină de proiectare, între un număr de variante.

Variantele ce se compară se iau în considerație printr-un număr, variabil de la caz la caz, de i. t. — e. caracteristici.

Sînt cazuri simple cînd compararea unui singur i. t. — e. este concludentă pentru alegerea soluției.

Așa, de exemplu, dintre variantele unei porțiuni de canal, de lungimi egale, în terenuri similare, soluția va fi aceea avînd volumul minim de terasamente.

De asemenea, alegerea soluției este ușoară cînd toți i. t. — e. diferiți de la variantă la variantă, variază între diferitele variante în același sens. Se vor alege drept soluții variante avînd grupul de indici mai favorabili.

In special, cînd se compară subvariantele din cadrul aceleiași soluții (sau variante) generale cele mai adeseori comparația se complică prin faptul că i. t. — e. de investiție variază, de la subvariantă la subvariantă, în sens invers decît i. t. — e. de exploatare. Aproape totdeauna lucrările mai avantajoase din punctul de vedere al investiției (de exemplu lucrările mai ieftine) sînt mai puțin avantajoase din punctul de vedere al exploatării (durează mai puțin, necesită cheltuieli mai mari de întreținere), și invers, lucrările mai puțin convenabile ca investiție (mai scumpe) sînt mai avantajoase în exploatare.

In asemenea cazuri, ne poate ajuta stabilirea „termenelor de recuperare“ (după denumirea din practica sovietică de proiectare), constînd, în cazul comparării a două variante ,din calculul timpului în care suplimentul de investiție al variantei mai scumpe se recuperează prin suplimentul de cheltuieli anuale proprii investiției mai ieftine.

— *Exemplu*. Varianta A — comportă cheltuieli de investiții de 8 500 000 lei și cheltuieli curente anuale de 150 000 lei, în timp ce varianta B are valorile corespunzătoare de 7 000 000 lei și 200 000 lei. Termenul de recuperare va fi :

$$t = \frac{(8\,500\,000 - 7\,000\,000) \text{ lei}}{(200\,000 - 150\,000) \text{ lei/an}} = 30 \text{ ani}.$$

Institutele de proiectare din Uniunea Sovietică consideră, pentru lucrările de hidroameliorație, ca termen de recuperare maxim, admisibil 10—15 ani.

După acest criteriu, în exemplul de mai sus se va prefera varianta B, adică investiția mai ieftină, deși conduce la o exploatare mai costisitoare.

In lipsa altor criterii mai evidente, se recomandă folosirea criteriului termenului de recuperare a investiției suplimentare de maximum 10—15 ani, deși nu are o fundamentare științifică.

Un alt criteriu care se propune aici pentru asemenea cazuri este acela bazat pe aspectul rentabilității investițiilor.

In exemplul de mai înainte, dacă se admite că rentabilitatea medie anuală a investițiilor este de 5%, sporului de investiții de 1 500 000 lei îi corespunde un venit net de 75 000 lei, sumă mai mare decît sporului de cheltuieli anuale de 50 000 lei. Se va prefera deci, în acest caz și după acest criteriu, varianta B mai ieftină, deoarece surplusul de investiții plasat într-o investiție diferită va produce anual mai mult (75 000 lei) decît economia de cheltuieli curente (50 000 lei).

Practic, pentru a se putea aplica acest din urmă criteriu trebuie stabilită o rentabilitate medie, anuală, etalon (așa cum în institutele de proiectare sovietice se folosește termenul de recuperare etalon, de 10—15 ani).

Ideea recuperării și a rentabilității poate servi drept criteriu pentru alegerea soluției și astfel, prin aplicarea globală la valoarea întreagă, a diferitelor investiții. Se simplifică în acest fel comparațiile cînd se studiază mai mult decît două variante.

Indicele de recuperare al unei variante se calculează prin împărțirea valorii de investiție la venitul net anual.

Astfel, o investiție de 7 000 000 lei, dacă produce anual un venit net de 1 000 000 lei ,are un indice de recuperare de

$$\frac{7\,000\,000 \text{ lei}}{1\,000\,000 \text{ lei/an}} = 7 \text{ ani}.$$

Aceleași rezultate se obțin folosind în calcule date specifice, de exemplu în cazul unei amenajări hidroameliorative, investiția specifică și venitul net anual specific (raportate la un hectar amenajat).

Se reamintește că prin venitul net se înțelege venitul brut din care se scad toate cheltuielile anuale (de întreținere și de producție). Dacă din venitul brut se scade în plus și cota anuală de amortizare, se obține beneficiul net.

Pentru a evita neînțelegeri, se subliniază aici că indicele de recuperare nu trebuie interpretat ca un termen de recuperare efectivă, întrucît la cele mai multe investiții exploatarea nu se declanșează pe capacitatea totală la o anumită dată (de la care să poată decurge timpul de recuperare) ci se face treptat, trebuind o perioadă de timp, uneori de mai mulți ani, pînă la intrarea în funcție a capacității totale. De asemenea, venitul net nu este același de la an la an, ci se dezvoltă după o anumită dinamică, chiar și după intrarea în funcțiune totală a investiției.

Trebuie să se evite unele greșeli care se fac în calcului indicelui de recuperare.

Astfel, uneori producția unei investiții se suprapune peste o producție existentă. Se va lua în acest caz în calculul venitului net, numai venitul net suplimentar produs de investiția nouă. De exemplu ,în cazul unor amenajări piscicole se va lua în considerație numai surplusul de producție anuală, peste producția anuală ce se realiza înainte de amenajare.

Fals este și calculul indicelui de recuperare prin împărțirea valorii investiției la venitul anual brut.

Indicele de rentabilitate al unei investiții reprezintă nivelul procentual al beneficiului net anual față de prețul de cost al producției (care cuprinde și amortizarea investiției).

El poate fi determinat pe date globale, sau pe date specifice (raportate la unitatea de producție).

De exemplu, dacă producția unui teren irigat are prețul de cost de 1 600 lei/t, iar prețul de vînzare este de 2000 lei/t, beneficiul net este de 400 lei/t, iar rentabilitatea este de

$$100\,\frac{400}{1\,600} = 25\%.$$

Dacă producția terenului irigat este de 4 t/ha, în exemplul de mai sus beneficiul net va fi de

$$4 \times 400 = 1\,600 \text{ lei/ha}.$$

Se vor evita și aici denaturări de felul celor semnalate referitor la calculul indicelui de recuperare.

Impreună cu costul specific al producției și al beneficiului net, indicele de recuperare și indicele de rentabilitate sînt i. t. — e. deosebit de utili în comparațiile tehnico-economice ,avînd în vedere caracterul lor sintetic și mixt, care reflectă atît aspectele principale legate de investiția, cît și cele izvorînd din condițiile de exploatare.

Se vor prefera, evident, lucrările care au indici de recuperare mai mici, indici de rentabilitate mai mari, indici de preț de cost mai scăzuți și indici de beneficiu net mai mari.

Deși cele mai adeseori compararea acestor indici are un rol hotărîtor în alegerea soluției, în mod general în sarcinile de proiectare — în capitolul consacrat alegerii soluției prin compararea variantelor studiate — trebuie să se ia în considerare și alți factori, adeseori exprimați tot sub forma de i.t.-e., care nu sînt cuprinși în cei trei i.t.-e. principali, arătați mai înainte.

In unele cazuri, trecînd peste criteriile recuperării, rentabilității, prețului de cost și beneficiului net, pot decide alegerea soluției, de exemplu, necesitatea de a se da în exploatare lucrarea într-un termen cît mai scurt, sau imposibilitatea de a se procura anumite materiale sau anumite utilaje sau chiar o manoperă de o anumită calificare, necesare pentru execuție sau pentru exploatare.

Se vede din exemplele date că aceste din urmă criterii nu au un caracter general, ci un caracter local în spațiu sau în timp, un caracter de conjunctură.

Inafară de compararea între ei a i.t.-e. corespunzători diferitelor variante, pentru alegerea soluției i.t.-e., se analizează și prin compararea cu i.t.-e. etalon sau cu i.t.-e., stabiliți prin proiecte sau pe baza unor lucrări în funcțiune, de același fel, și care pot fi considerate de calitate superioară.

Această analiză se perfecționează în faza următoare de proiectare, în P.T., cînd se poate preciza valoarea i.t.-e. caracteristici soluției adoptate.

Se poate stabili un indice tehnico-economic unic ?

Este tentantă ideea de a se găsi formula unui i.t.-e. sintetic general, care să caracterizeze, din toate punctele de vedere, o lucrare. Prin compararea unor astfel de indici corespunzători variantelor studiate într-o sarcină de proiectare, ar rezulta automat soluţia care trebuie adoptată.

După documentaţia de care se dispune, cel puţin în condiţiile economiei socialiste, un astfel de indice nu s-a găsit încă, ba mai mult chiar, se afirmă că încercări de a se găsi un indice sintetic general sînt „absolut zadarnice şi greşite în fond“ (din articolul citat, al lui Zuzik).

Se pare totuşi că un astfel de indice nu poate şi nu este indicat — teoretic — să fie exclus.

Intr-adevăr, un astfel de indice ar putea fi costul total complex (c.t.c.), care s-ar obţine luînd ca bază costul de investiţie la care s-ar însuma, după anumite transformări, o serie de indici principali care caracterizează lucrarea, atît sub aspectul investiţiei, cît şi al exploatării.

Nu se poate propune, în prezent, adoptarea indicelui c.t.c ca metodă pentru stabilirea soluţiei, deoarece nu este elaborată o metodologie de calcul al acestui indice şi nici nu sînt stabilite valori pentru o serie de coeficienţi conjuncturali necesari pentru transformarea în costuri a diferitelor caracteristici ale unei lucrări.

In linii mari, calculul c.t.c., din care rezultă şi structura lui, ar fi următorul:

Pentru o lucrarea (o variantă) se stabilesc defalcat cheltuielile iniţiale (costul de investiţie), cheltuielile şi veniturile anuale (de exploatare) şi durata de exploatare.

Dacă elementele care compun cheltuielile iniţiale sau acele anuale nu sînt omogene din vreun punct de vedere conjunctural, sînt necesare corecţii, mergînd — în general — pe linia unor majorări de costuri.

De exemplu, pentru a ţine seamă de imperativul folosirii cu economie a unor materiale de bază, ca lemnul şi oţelul, costul acestora se va majora, fiecare cu un coeficient specific, putînd varia în timp şi în spaţiu, care să ţină seamă de gradul de restricţie corespunzător.

Faptul că, eventual, un anumit material trebuie evitat complet, se poate traduce prin multiplicarea costului acestuia cu coeficientul infinit. Aceasta duce la un c.t.c. infinit, deci la o variantă care se exclude de la sine.

La fel se va recurge la coeficienţi de majorare şi pentru costurile corespunzătoare manoperei sau utilajelor şi instalaţiilor, cînd este cazul.

Se pot introduce şi costuri iniţiale sau anuale fictive pentru a se ţine seamă de anumiţi indici, care — efectiv — nu sînt de natura costurilor. De exemplu, preferinţa ce se dă unui amplasament faţă de alte amplasamente pe motive de securitate se poate materializa prin costuri anuale suplimentare atribuite variantelor dezavantajoase din acest punct de vedere. Dezavantajul duratei mai mari a proiectării, şi în special a execuţiei unor variante, poate fi materializat prin sporirea costului iniţial cu valoarea producţiei ce se pierde prin întîrzierea dării în exploatare faţă de varianta cea mai avantajoasă din acest punct de vedere.

Cheltuielile iniţiale reale, corectate, se adună împreună cu eventualele cheltuieli iniţiale fictive şi se obţine costul total de investiţie (c.t.i.).

Cheltuielile şi veniturile anuale reale corectate precum şi cele fictive, se adună algebric (cheltuielile cu +, veniturile cu —) şi se obţine costul anual total, care de obicei va fi negativ (va fi de natura unui venit).

Echivalarea costurilor anuale cu cele iniţiale se face înmulţind costul anual total cu durata de exploatare a lucrării. Produsul reprezintă costul total de exploatare (c.t.e.).

C.t.c. se obţine însumînd algebric c.t.i. cu c.t.e.

Pentru a putea compara c.t.c. al diferitelor variante mai sînt necesare corecţii pentru a ţine seamă de volumul producţiei omogenă ca structură sau omogenizată prin coeficienţi de corecţie şi durata de exploatare, care pot diferi de la variantă la variantă. Se consideră mai avantajoase ,din aceste puncte de vedere, variantele care au volumul cel mai mare de producţie şi durata cea mai lungă de exploatare. Variantelor mai puţin avantajoase li se majorează c.t.c. în raportul pe de-o parte dintre volumul de producţie maxim şi volumul de producţie propriu, iar pe de altă parte, dintre durata de exploatare maximă şi durata de exploatare proprie.

Comparaţia finală, pentru stabilirea automată a soluţiei, se face între aceste c.t.c. corectate, fiind preferată varianta care are c.t.c. corectat minim.

Această metodă a c.t.c. ar avea avantajul „mecanizării“ şi al „obiectivizării“ operaţiei atît de delicate şi de mare răspundere, de stabilire a soluţiei pentru lucrările ce se proiectează.

Metoda c.t.c. permite luarea în consideraţie ştiinţifică a gradului în care un material (sau manoperă, utilaj, instalaţii) este deficitar, prin recurgerea la coeficienţi de corecţie corespunzători, care trebuie să fie stabiliţi şi prescrişi pe plan republican, de către foruri ca C.S.P. sau C.S.A.C.

Metoda nu elimină necesitatea ca cei care o aplică să fie dotaţi cu un deosebit simţ de discernămînt şi cu o profundă competenţă.

Se pot produce altfel greşeli, ascunse sub masca unei metode infailibile, provenind din neglijarea unor termeni care ar trebui să intre în compoziţia c.t.c. sau din adoptarea unor coeficienţi falşi de corecţie.

Verificarea funcţionării metodei c.t.c. pentru stabilirea soluţiei în faza S.P., s-ar putea face plecînd de la cazuri rezolvate în S.P. existente, la care s-ar calcula şi compara pentru fiecare variantă aceşti c.t.c. Pentru început, o serie de indici, termeni şi coeficienţi ar trebui să fie stabiliţi ad-hoc. Prin cîteva aplicaţii, mergînd de la cazuri simple la cazuri complicate, s-ar preciza treptat şi metodologia (probabil că operaţia calculului c.t.c. concomitent pentru o serie de variante, va fi avantajos să se concentreze într-o tabelă) precum şi diferiţii coeficienţi şi valorile lor, care trebuie adoptaţi.

Consider, pe baza celor expuse pînă aici, că cel puţin teoretic se poate răspunde afirmativ la întrebarea cuprinsă în titlul acestui paragraf.

Indicele c.t.c. ar da substanţă reală lozincii „reducerii costului construcţiilor prin proiectare“ care, aşa cum este folosită pînă în prezent (între altele sensul acesta i se poate da art. 12, al. 1 din Instrucţiunea C.S.A.C. nr. 3/1956), este în fond falsă, întrucît nu totdeauna lucrările avînd costul cel mai redus sînt cele mai avantajoase.

Dimpotrivă, aproape în toate cazurile investiţiile cele mai ieftine comportă o exploatare atît de neconvenabilă, încît, în interesul economiei naţionale, astfel de variante trebuie respinse categoric.

Din nefericire ,adeseori dintr-o optică mioapă, care nu depăşeşte limitele proiectării şi execuţiei, rezultă astfel de lucrări „ieftine“, aparent avantajoase, adevărate coşmare pentru acei care apoi trebuie să le folosească.

Deci, ideea justă care trebuie pusă la baza proiectării, idee a cărei înţelegere este înlesnită de calcule de c.t.c. ,este: „Să reducem prin proiectare costul total complex al construcţiilor“.

* * *

Scopul acestor consideraţii este să atrag atenţia asupra modului necorespunzător cum sînt tratate adesea în proiecte aspectele economice şi, în special, asupra felului neconcludent cum se fac comparaţiile tehnico-economice în S.P. pentru stabilirea soluţiei proiectului.

Institutele noastre de proiectare trebuie să dea o atenție deosebită tratării sistematice și complete a aspectelor economice din proiecte.

Astfel trebuie folosit, în mod sistematic, drept criteriu major pentru adoptarea unei soluții, acela al demonstrării oportunității și economicității lucrării.

Stabilirea soluției trebuie să se facă prin comparații, care să nu lase la o parte varianta ce poate constitui — eventual — soluția judicioasă.

In efectuarea comparațiilor trebuie să se recurgă la i.t.-e. care să se compare între ei pe variante și să se confrunte cu i.t.-e. etalon.

In faza P.T. trebuie să se stabilească valoarea precisă a i.t.-e. principali ai investiției și să se analizeze pe baza lor, prin confruntare cu i.t.-e. etalon, calitatea tehnico-economică a lucrării proiectate.

Trebuie să se folosească sistematic — ca i.t.-e. sintetici principali — indicii de recuperare, de rentabilitate, de preț de cost al producției și de beneficiu net.

Pentru a suplimenta puținul ce stă la dispoziția proiectanților noștri, în domeniul studiilor tehnico-economice, C.S.A.C., cu sprijinul institutelor de proiectare, va trebui să studieze, să stabilească și să difuzeze, cu valabilitate republicană:

a) i.t.-e. principali pe domenii și faze de proiectare, ale căror calcule și folosire în memoriile tehnico-economice ale proiectelor să fie obligatorie;

b) metodologia pentru determinarea acestor i.t.-e.;

c) valoarea i.t.-e. etalon;

d) metodologia de utilizare (analize, comparări) a i.t.-e. în memoriile tehnico-economice ale proiectelor.

Dispunînd de aceste elemente, modul de tratare al problemelor tehnico-economice în proiectele noastre se va sistematiza și consolida.

Nu găsesc o încheiere mai bună la cele expuse pînă aici decît extrasul rezumat, ce va urma, din articolul „Inlăturarea exagerărilor la proiectarea podurilor“ al prof. doctor în științe tehnice N. M. Mitropolski, apărut în revista sovietică „Drumuri auto“ nr. 2, 1956:

„După cum se știe, în proiectarea podurilor importanța cea mai mare o are prima fază, sarcina de proiectare. Aici se studiază și se rezolvă problemele de bază privind materialul podului, schema generală, tipul construcției, dimensiunile generale. Proiectarea constă în studierea acestor probleme, prin elaborarea și compararea variantelor. Proiectarea în această fază are multă asemănare cu cercetarea științifică. După cum savantul caută adevărul, proiectantul caută soluția optimă a problemei care stă în fața lui. O condiție obligatorie a cercetării științifice este lipsa unor păreri preconcepute, atitudinea critică față de toate propunerile. La fel, în proiectare, părerile trebuie să se formeze pe bază de studii, supunînd toate variantele unei critici multilaterale, din punctul de vedere al satisfacerii optime a condițiilor tehnico-economice și de exploatare. Considerații arhitecturale nu se exclud. Justețea soluției arhitecturale și rațiunea tehnico-economică sînt determinate de aceleași cauze, corespondența schemei și a construcției lucrării cu destinația ei, cu împrejurările locale, cu folosirea adecvată a materialelor. Inadmisibilă este atitudinea acelor proiectanți care stabilesc anticipat o soluție preferată și studiază variante numai în vederea justificării acestei soluții“.

Articolul citat se referă la poduri, dar se potrivește perfect la toate domeniile de proiectare.

Bibliografie

Pop A. R.: Considerații asupra proiectării lucrărilor hidrotehnice, Revista „Industria Construcțiilor și a Materialelor de Construcții“, 1954, nr. 5.

C.S.A.C.: Instrucțiunile nr. 3/1956.

Zuzik D. T.: Problema bazelor tehnico-economice ale proiectelor de ameliorații funciare, Revista „Hidrotehnica și Ameliorațiuni“, Moscova, 1954, nr. 7.

Ciaikin S. F.: Bazele proiectării întreprinderilor de producție pentru industria construcțiilor, Moscova, 1953.

Despre indicii tehnico-economici, Editura Consiliului Central al Sindicatelor, București, 1953.

Mitropolski N. M.: Inlăturarea exagerărilor la proiectarea podurilor, Revista „Drumuri auto“, Moscova, 1956, nr. 2.

★

УЛУЧШЕНИЕ ТРАКТОВКИ ЭКОНОМИЧЕСКИХ ВОПРОСОВ В ПРОЦЕССЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Подчеркиваются недостатки трактовки экономических вопросов проектирования и указывается значение этапа проектного задания, цель которого найти решения путем применения метода сравнения между рядом вариантов. Подчеркивается значение технико-экономических показателей, представляющих собой рабочий материал для разработки проектных заданий и подается мысль о применении единого общего искусственного технико-экономического показателя: комплексная общая стоимость.

ZUR AUFMERKSAMEREN BEHANDLUNG DER WIRTSCHAFTLICHEN SEITE IN DER PROJEKTAUSARBEITUNG

Mit Unterstreichung der Fehler in der Handhabung der Wirtschaftlichkeit, beim Ausarbeiten der Projekte, wird die Bedeutung des Vorprojektes gezeigt, dessen Zweck ist, das Auffinden der vorteilhaftesten Lösung unter mehreren die vergliechen werden.

Es wird desgleichen die Bedeutung der technisch-oekonomischen Kennzahlen herworgehoben, als wichtiges Hilfsmittel für die Ausarbeitung des Vorprojektes und, gleichzeitig, eine allgemeine technisch-oekonomische synthetische Kennzahl vorgeschlagen: die komplexen Totalkosten.

Asupra metodei pentru determinarea sensibilității la înmuiere a loessului

Ing. E. Botea și ing. Gh. Cunițescu-Jianu
Laureat al Premiului de Stat

Construcțiile fundate pe loess au adesea de suferit în urma producerii de tasări importante neuniforme prin înmuierea locală a loessului de sub fundații. Uneori, asemenea deformații pot pune în pericol întreaga stabilitate a construcțiilor. Accidente, uneori grave, s-au produs atît la noi în țară, cît și în străinătate.

Întrucît loessul acoperă aproape 1/4 din suprafața teritoriului R.P.R. și anume în Dobrogea sudică, sudul Munteniei, nordul și sudul Moldovei, în unele părți din Banat și Crișana, această problemă este foarte importantă pentru țara noastră, unde loessul constituie astfel unul din terenurile tipice de fundație.

Loessul este un pămînt de culoare galbenă deschisă sau puțin cenușie, prăfos care are caracteristica de a prezenta numeroase canalicule în toate direcțiile, pentru acelea de diametre mai mari, care se pot vedea ușor cu ochiul liber, predominînd direcția verticală.

Formarea depozitelor de loess este explicată în general prin depunerile de pulberi aduse de curenți aerieni. Depunerea pulberilor se face fie direct pe sol sub acțiunea gravitației în timpuri și locuri atmosferice liniștite, fie prin prinderea pe vegetația ierboasă de unde apoi, pulberea este spălată pe sol, fie sub acțiunea picăturilor apei de ploaie sau zăpezii. Uneori, pulberile s-au depus în lacuri, formînd varietatea particulară de loess lacustru.

Grosimea păturii de loess variază de la un loc la altul, după depărtarea de locul de origine al pulberilor, după configurația topografică a terenului pe care s-au depus pulberile, după climatul regiunii și după eroziunea ce a suferit-o loessul depus din partea apelor de precipitație locală.

Compoziția granulametrică și chimică a loessului este influențată :

— de depărtarea de la care curenții aerieni au transportat particulele, părțile mai fine fiind duse la depărtările cele mai mari ;

— de natura petrografică a materialului de origină al pulberilor ;

— de transformările suferite sub influența diferitelor clime în care s-au depus ;

— de cantitatea de apă de infiltrație din ploi ce a străbătut loessul.

Din aceste motive, pe întinsul unei țări ca a noastră cu climat de stepă de umidități diferite și cu posibilități de aporturi de pulberi de mai multe origini, loessurile pot să difere între ele uneori destul de mult ca prezentare, compoziție chimică și mineralogică și consistență, constantele geotehnice și în consecință comportarea sub acțiunea încărcărilor fiind de asemenea diferite.

Canaliculele caracteristice loessului reprezintă spațiile ocupate de rădăcini care, pe măsură ce depozitul s-a mărit, s-au retras spre suprafață.

Loessul conține săruri de calciu, care se găsesc atît difuzate în masa loessului, cît și concentrate în concreții sau căptușind pereții canaliculelor rămase goale în urma putrezirii rădăcinilor sau chiar în timpul vieții vegetale Calcarul, fiind solubil în apele meteorice încărcate cu bioxid de carbon, este dizolvat de la suprafața solului și este dus cu apa de infiltrare în adîncime, unde apa este absorbită de rădăcinile plantelor, iar calcarul se depune la adîncimi mici în regiunile aride, sau mai mari în regiunile cu precipitații bogate. Calcarul depus pe pereții canaliculelor atribuie pămîntului o coeziune sporită, care face ca loessul să se poată menține în maluri la taluze abrupte, pe înălțimi importante. Deoarece climatul poate varia în același loc în decursul timpului, putem întîlni într-un depozit de loess benzi mai cimentate și altele mai puțin cimentate.

Loessul constituie un teren de fundație relativ bun cînd este în stare uscată, însă prezintă o proprietate originală de a da loc la tasări importante suplimentare, atunci cînd este încărcat, dacă este umezit. Umezirea care poate provoca tasările suplimentare se poate datori unor cauze naturale, cum sînt precipitațiile atmosferice, sau artificiale, cum sînt infiltrarea apei din canalele de irigație, scurgerea apelor menajere în jurul construcțiilor, spargerea conductelor de apă sau canalizare etc.

Datorită prezenței canaliculelor, porozitatea loesului este mare, fiind cuprinsă între 40-55% și, deși în strat loessul apare a fi uniform, porozitatea sa este foarte neuniformă.

În stare naturală, umiditatea loessului este cuprinsă în general între 8—12% și în această stare loessul constituie un teren de fundație relativ bun, însă, din cauza variației porozității, compresibilitatea sa poate prezenta neuniformități importante chiar la umiditatea naturală.

Tasările loessului produse prin înmuiere sînt neuniforme și pot avea valori foarte importante, ceea ce-l face a fi considerat deosebit de periculos ca teren de fundație.

Tasările suplimentare produse prin înmuiere se datoresc unei scăderi bruște a rezistenței loessului, iar din cauza prezenței porilor mari, tasările capătă valori importante.

Cauzele exacte care conduc la pierderea rezistenței în urma înmuierei nu au fost stabilite încă. Prof. Iu. M. Abelev [1] le atribuie dezvoltării peliculelor de apă adsorbite și reducerii, în acest mod, a coeziunii, iar prof.

N. Ia. Denisov [2] explică tasarea loessului prin înmuiere, în urma dizolvării carbonatului şi sulfatului de calciu care cimentează particulele minerale şi atribuie coeziunea ridicată a loessului.

In realitate, este probabil că procesul de înmuiere este legat de mai multe elemente, fiind influenţat de geneza şi de procesele ulterioare de diageneză a pămîntului, de compoziţia mineralogică şi granulometrică, de umiditatea naturală redusă care permite prezenţa în stare solidă a sărurilor uşor solubile, de porozitatea mare datorită căreia umiditatea de saturaţie depăşeşte limita superioară de plasticitate, precum şi de particularităţile structurale ale pămînturilor la care sărurile solubile se găsesc nu numai în pori, ci şi între particulele solide, producînd o cimentare a acestora.

Pentru evitarea efectului defavorabil pe care tasările suplimentare produse prin înmuierea loessului le produc asupra construcţiilor trebuie luate măsuri constructive speciale, a căror amploare depinde de mărimea acestor tasări.

In prezent, sensibilitatea la înmuiere a pămînturilor loessoide poate fi apreciată prin încercări de laborator, în conformitate cu indicaţiile cuprinse în STAS 2416/52 — Pămînturi macroporice. Principiile acestui standard au fost inspirate de normele şi instrucţiunile sovietice corespunzătoare, cuprinse în N şi TU6-48 şi I—III — 48 MSPTI (Ministerul Construcţiilor de întreprinderi pentru industria grea) şi care la rîndul lor se bazează pe bogata experienţă existentă asupra comportării construcţiilor fundate pe loess şi pe rezultatele studiilor întreprinse în această direcţie de prof. Ia. M. Abelev.

De la intrarea în vigoare a STAS 2416/52, la 1 martie 1952, prin aplicarea lui s-au ridicat o serie de obiecţii din partea instituţiilor de proiectare şi execuţie, care au condus la necesitatea revizuirii lui.

Trebuie semnalat că, în acelaşi timp, acest subiect a preocupat şi cercurile de specialitate din U.R.S.S., unde în cursul anilor 1953—1955 au apărut, în revistele tehnice: Hidrotehnica şi Amelioraţiuni şi Industria Construcţiilor [3], o serie de critici asupra normelor în vigoare din partea celor mai autorizaţi specialişti, iar ca urmare, în normele recent apărute pentru proiectarea fundaţiilor directe pentru clădiri şi construcţii industriale, N şi TU 127—55, care înlocuiesc normele N şi TU6—48, nu au mai fost cuprinse instrucţiunile asupra loessului, această problemă nefiind încă rezolvată definitiv.

Discuţiile se poartă în special în jurul următoarelor trei categorii de probleme:

1. Metodica încercării de compresibilitate a loessului, în vederea determinării sensibilităţii lui la înmuiere.
2. Modul de apreciere a tasării loessului produsă în urma umezirii lui.
3. Volumul şi natura măsurilor de protecţie, în funcţie de mărimea tasărilor posibile ale terenului de fundaţie.

In urma cercetărilor executate pentru numeroase lucrări şi în diferite regiuni ale ţării, unde terenul de fundaţie este constituit din loess, s-a putut aduna un bogat material experimental care poate servi pentru lămurirea primelor două probleme menţionate mai sus, care se ridică în asemenea cazuri.

Rezultatele cele mai importante ale acestor cercetări sînt expuse în cele ce urmează.

★

1. Compoziţia granulometrică a loessului tipic este predominant prăfoasă, particulele solide avînd dimensiuni cuprinse aproape exclusiv între 0,05—0,005 mm. In urma transformărilor suferite, conţinutul în particule fine, argiloase, poate însă creşte, ceea ce influenţează sensibiltatea la înmuiere a loessului, aceasta fiind mai mică la loessurile mai argiloase.

Determinările făcute asupra loessurilor din diferite regiuni ale ţării au arătat un caracter în general ceva mai argilos faţă de loessul tipic.

Examinarea curbelor granulometrice ale loessului din diferite regiuni a arătat însă că, pe cînd în unele locuri compoziţia granulometrică este foarte uniformă, curbele granulometrice fiind grupate strîns în jurul curbei medii (fig. 1, *a, b, c*), în altele curbele granulometrice au o răspîndire foarte mare, astfel încît curbele înfăşurătoare ale lor sînt foarte deosebite (fig. 1, *d*).

Această observaţie asupra neuniformităţii posibile a compoziţiei granulometrice atrage atenţia asupra comportării diferite pe care o poate avea loessul într-o regiune relativ restrînsă ca întindere, nefiind posibil a se generaliza, fără verificare, observaţii făcute asupra unui amplasament pentru întreaga regiune.

2. Porozitatea loessului este cuprinsă în general, după cum s-a arătat, între 40—55%, iar umiditatea loessului tipic uscat variază între 8—12%, crescînd cu cît loessul este mai argilos.

Deşi, în strat, loessul apare a avea un caracter uniform, porozitatea prezintă o mare variaţie, datorită prezenţei canaliculelor de diferite dimensiuni, astfel încît probe de pămînt extrase de pe acelaşi loc şi aceleaşi adîncimi pot avea porozităţi foarte diferite.

In figura 2 sînt reprezentate grafice de răspîndire a porozităţii în funcţie de adîncime, pentru diferite localităţi. Din aceste grafice se observă, pe de o parte, variaţia porozităţii la aceeaşi adîncime, iar pe de altă parte faptul că porozitatea nu se reduce cu adîncimea, păstrînd acelaşi caracter afînat pe cca. 5 m de la suprafaţă.

Faţă de variaţia mare a porozităţii la aceleaşi adîncimi şi întrucît încercările de laborator se fac pe probe de dimensiuni mici, aprecierea comportării loessului sub încărcare şi la înmuiere nu poate fi făcută decît statistic, pe baza unui număr cît mai mare de încercări, în caz contrar existînd pericolul de a se încerca eventual numai probe cu porozitate redusă.

Datorită faptului că porozitatea nu se reduce în adîncime, alegerea unei adîncimi de fundare uniformă, independent de natura şi importanţa construcţiilor, apare a nu fi în totul justificată. Normele actuale prevăd astfel, în cazul fundării pe loess, o adîncime minimă de fundare de 2 m, indiferent de natura construcţiilor. Această adîncime mare de fundare a fost aleasă avîndu-se în vedere că, pe de o parte, cu cît adîncimea de fundare este mai mare, cu atît infiltrarea apei de suprafaţă sub fundaţie şi deci înmuierea loessului este mai anevoioasă, dar, pe de altă parte, şi în ideea că de la această adîncime porozitatea loessului şi deci sensibilitatea lui la înmuiere devine mai mică, ceea ce, după cum s-a arătat, nu corespunde realităţii.

În aceste condiţii, menţinerea adîncimii minime de fundare de 2 m nu apare a fi justificată în toate cazurile, la clădirile de mică importanţă, cu puţine nivele, ce dau presiuni mici pe talpa de fundaţie şi sînt relativ puţin sensibile la tasări neuniforme şi la care costul fundaţiilor coborîte la această adîncime devine oneros faţă de costul întregii clădiri, fiind potrivit a se renunţa la această prescripţie, limitîndu-se adîncimea de fundare la adîncimea de îngheţ. În toate cazurile, însă, trebuie respectate cu mare stricteţe prescripţiile în privinţa măsurilor de etanşare a terenului în jurul clădirilor şi asigurarea îndepărtării apelor de suprafaţă de la clădire.

3. Compresibilitatea loessului este condiţionată de porozitatea şi umiditatea lui, la umidităţi reduse fiind însă puţin importantă chiar în cazul unor porozităţi mari. Cu cît umiditatea este mai ridicată, compresibilitatea loessului sporeşte, ea fiind maximă pentru starea de saturaţie, cînd tasările devin foarte importante în urma reducerii rezistenţei pămîntului.

În unele cazuri, din diferite motive, umiditatea loessului poate fi diferită pe suprafaţa ce se clădeşte, ceea ce poate conduce la producerea de tasări neuniforme şi fisurarea clădirilor în cazul cînd nu se iau măsuri constructive pentru împiedicarea lor. Pentru prevenirea unor asemenea accidente, cu ocazia studiilor de teren trebuie urmărită cu atenţie uniformitatea umidităţii pe suprafeţele respective, ceea ce implică executarea unui număr mai ridicat de sondaje decît în cazul altui pămînt.

Tasări bruşte, mari şi neuniforme se pot produce, însă, dacă loessul de sub fundaţie este înmuiat ulterior ridicării construcţiilor. Posibilitatea apariţiei unor asemenea tasări este condiţionată de sensibilitatea la înmuiere a loessului.

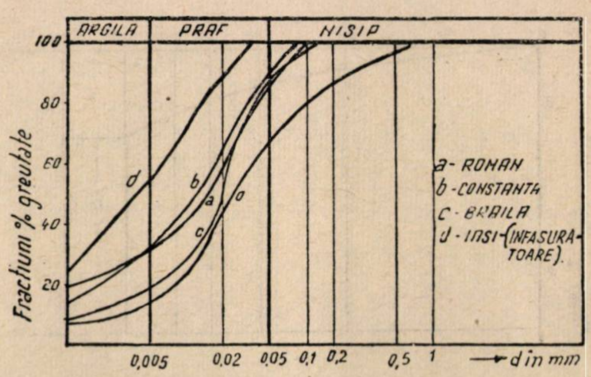


Fig. 1. Curbe granulometrice de loess

Determinarea sensibilităţii la înmuiere a loessului se face în prezent, conform prescripţiilor STAS 2416-52, prin încercarea la compresiune, în edometru, a unei probe uscată în prealabil în aer. Proba, consolidată sub o încărcare de 3 kg/cm², este inundată (fig. 3), iar tasarea specifică suplimentară produsă în urma înmuierii, i_{m3}, serveşte la aprecierea sensibilităţii la înmuiere a loessului şi la încadrarea lui în categoriile ce fixează anumite măsuri constructive de protecţie. Astfel, dacă tasarea specifică la înmuiere $i_{m3} > 2\%$, loessul este considerat a fi sensibil la înmuiere, iar pentru încadrarea stratului se determină tasarea totală la înmuiere $I_{m3} = i_{m3} \times H$, în care H este grosimea stratului de loess sensibil la înmuiere aflat sub talpa de fundaţie.

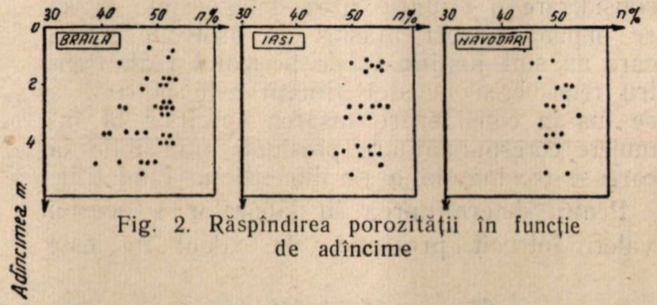


Fig. 2. Răspîndirea porozităţii în funcţie de adîncime

După cum se vede, tasarea specifică la înmuiere şi tasarea totală la înmuiere sînt determinate pentru o încărcare de 3 kg/cm². Experienţa arată, însă, că factorul principal care influenţează tasarea suplimentară la înmuiere este încărcarea pe care o are pămîntul în momentul înmuierii, astfel încît cu cît încărcarea este mai mică, cu atît şi tasarea este mai redusă. Acelaşi tip de loess poate avea la încărcări de 0,5—1 kg/cm² o tasare de 25 ori mai mică decît la o încărcare de 3 kg/cm².

Alegerea încărcării de 3 kg/cm² se datorește observațiilor prof. Ia. M. Abelev, care a arătat că tasarea specifică la înmuiere este maximă în jurul acestei încărcări, astfel încît în acest mod se determină o valoare acoperitoare a tasării la înmuiere.

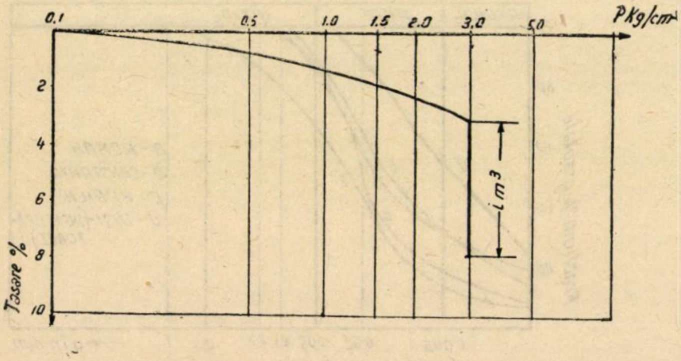


Fig. 3

În practică, încărcările pe loess nu ating valori de 3 kg/cm² și de multe ori este potrivit a se limita la valori inferioare de 2 kg/cm², pentru a se evita producerea unor tasări importante datorită compresibilității normale a loessului. Aceasta face ca, prin utilizarea uniformă a tasării specifice la înmuiere corespunzătoare presiunii de 3 kg/cm², conform prevederilor standardului în vigoare, să se ia în considerare o situație prea defavorabilă și să se impună uneori măsuri de protecție grele, care nu sînt justificate de pericolul real. Pentru remedierea acestei situații este potrivit a se lua în considerare tasarea specifică la înmuiere corespunzătoare presiunii admisibile la care se recomandă a se dimensiona fundațiile.

Pentru determinarea în laborator a acestei valori, întrucît presiunea de calcul nu este cunoscută de la început și poate fi diferită pentru construcții așezate pe același amplasament, apar a fi posibile două metode.

Intr-o primă metodă se pot încerca în edometru mai multe probe (cel puțin 4) din același material, inundarea lor făcîndu-se la încărcări diferite; se pot stabili astfel tasările specifice la înmuiere pentru diferitele presiuni utilizate și, în consecință, se pot aprecia tasările specifice la înmuiere pentru orice altă presiune (fig. 4).

A doua metodă constă în încercarea la compresiune a numai două probe, dintre care una la umiditatea naturală este consolidată pînă la 3 kg/cm² și apoi inundată, iar alta este pusă sub apă de la început. Tasarea specifică la înmuiere, pentru o anumită presiune, se obține prin diferența ordonatelor celor două curbe de compresiune (fig. 5 a).

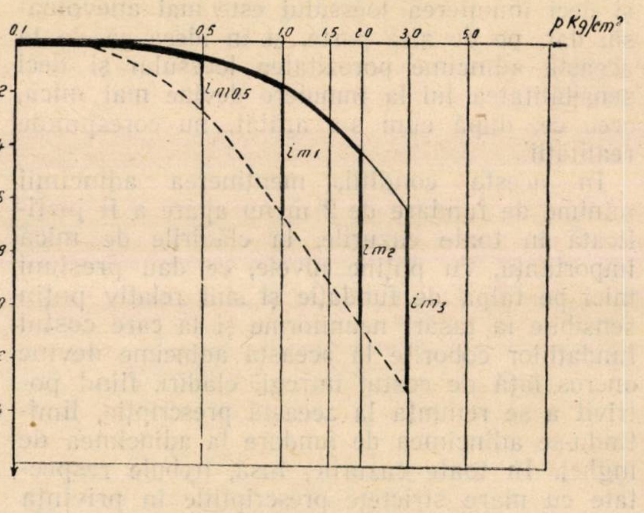


Fig. 4

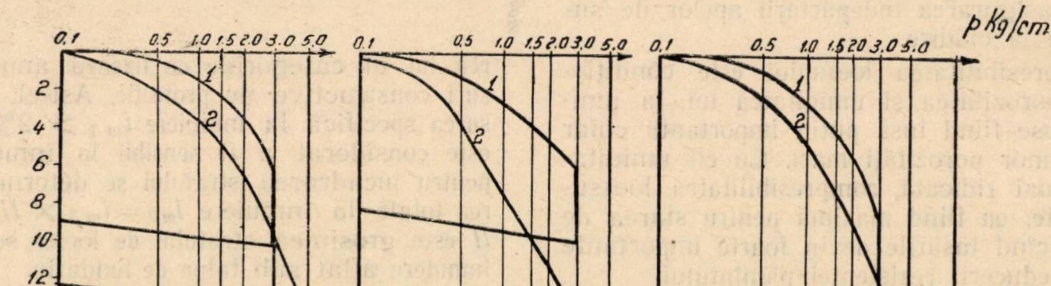


Fig. 5.

Numeroasele încercări comparative efectuate au arătat că cea de a doua metodă dă rezultate foarte apropiate de acelea obţinute prin prima metodă.

Aceeaşi corespondenţă de rezultate este semnalată şi de prof. M. N. Goldstein care, între anii 1949—1950, cu ocazia cercetărilor pe şantierul Volga-Don şi pe şantierul complexului hidrotehnic de la Timleansk, a efectuat un număr mare de încercări, aplicînd ambele metode.

In ambele metode este foarte important ca probele de pămînt utilizate pentru o anumită încercare să aibă aceeaşi porozitate naturală, în caz contrar obţinîndu-se rezultate necorespunzătoare. Astfel, în fig. 5, sînt arătate rezultatele obţinute, în urma unui număr mare de încercări, prin aplicarea celei de a doua metode. In cazul cînd porozităţile celor două probe utilizate pentru încercare sînt diferite (fig. 5 *b* şi 5 *c*), tasarea specifică la înmuiere, obţinută în urma înmuierei, la încărcarea de 3 kg/cm², a probei încercate la umiditatea naturală este diferită de aceea ce corespunde diferenţei ordonatelor celor două curbe de compresiune la aceeaşi încărcare, pe cînd dacă ambele probe au aceeaşi porozitate (fig. 5 *a*) rezultatele sînt identice.

Metoda a doua prezintă avantajul că necesită numai două încercări concomitente, fiind astfel mai probabil de a se găsi două probe cu porozităţi apropiate. Incercările au arătat că, din punct de vedere practic, se poate admite o diferenţă pînă la un procent între porozităţile celor două probe. Metoda mai prezintă avantajul că încercarea de compresibilitate asupra probei cu umiditatea naturală poate fi folosită de asemenea şi pentru determinarea compresibilităţii normale a terenului şi calculul tasărilor probabile.

Faţă de neomogenitatea loessului din punct de vedere al porozităţii, există pericolul ca, în cazul cînd se execută un număr mic de încercări, rezultatul să nu fie concludent, probele încercate prezentînd eventual porozităţi prea mici faţă de situaţia medie. Din această cauză, pentru caracterizarea sensibilităţii la înmuiere a loessului de pe un anumit teren, este necesar a se executa un număr cît mai mare de încercări asupra unor probe scoase din sondaje de la aceleaşi adîncimi, obţinîndu-se astfel limitele între care poate fi cuprinsă porozitatea loessului.

Odată determinată tasarea specifică la înmuiere (i_p) pentru încărcarea admisibilă prescrisă pentru terenul respectiv, încadrarea loessului în diferite categorii, ce impun anumite măsuri constructive de protecţie, se poate face pe baza tasării totale la înmuiere:

$$I_{mp} = i_{mp} \times H$$

care reprezintă tasarea totală suplimentară ce se poate produce prin înmuierea sub încărcare a stratului de loess sensibil la înmuiere, de grosime *H*, ce se găseşte sub talpa de fundaţie, în ipoteza că efortul vertical este acelaşi pe toată grosimea stratului şi anume este egal cu încărcarea *„p"*, dezvoltată pe talpa de fundaţie.

Această valoare a tasării suplimentare rămîne a fi, ca şi aceea corespunzătoare încărcării de 3 kg/cm² — prevăzută în STAS 2416-52, o valoare convenţională, deoarece în realitate eforturile date de încărcarea exterioară se reduc cu adîncimea, însă datorită faptului că, pe de o parte, se porneşte de la presiunea efectivă de calcul, iar pe de altă parte, avînd în vedere că într-o oarecare măsură această reducere este compensată de creşterea cu adîncimea a eforturilor date de greutatea proprie a pămîntului, valorile astfel calculate se apropie mai mult de realitate, evitîndu-se încadrarea loessului în categorii superioare, pe baza unor valori mult acoperitoare.

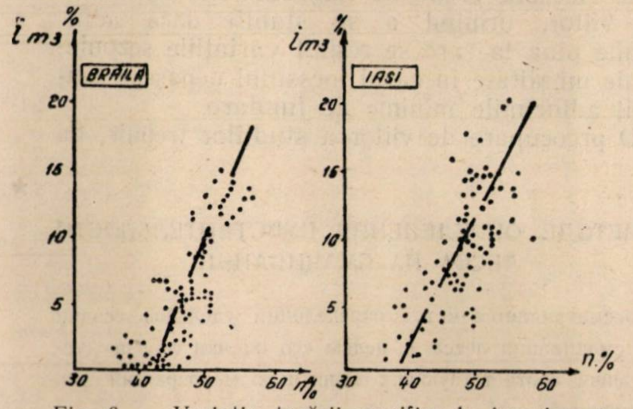


Fig. 6. — Variaţia tasării specifice la înmuiere i_{m_3} în funcţie de porozitate

4. In fig. 6 sînt reprezentate graficele de răspîndire ale tasării specifice la înmuiere, în funcţie de porozitatea naturală, pentru loessul din cîteva regiuni. Cu toată răspîndirea valorilor, care se datoreşte şi faptului că probele încercate nu au avut aceeaşi umiditate iniţială, se poate observa în general o variaţie liniară a tasării în funcţie de porozitate, precum şi faptul că la porozităţi de ordinul 40% loessul nu mai este sensibil la înmuiere.

De asemenea, încercările au arătat că, la umidităţi mai mari de 18—20%, loessurile nu mai sînt sensibile la înmuiere.

Aceste observaţii permit limitarea stratului sensibil la înmuiere la adîncimea la care fie porozitatea este mai mică de 40%, fie umiditatea este mai mare de 20%.

5. Studiul comparativ asupra probelor extrase din sondaje deschise şi acelora extrase din foraje a permis punerea în evidenţă a îndesării pe care o suferă loessul la extragerea

probelor din foraje cu dispozitivele utilizate în prezent, porozitatea reducîndu-se cu cîteva procente față de cea naturală.

Acest fapt atrage atenția asupra necesității ca încercările pentru determinarea calităților loessului să fie făcute numai pe probe extrase din sondaje deschise. O deosebită grijă trebuie dată, de asemenea, și la prepararea probelor în laborator, pentru a se evita pe cît posibil modificarea porozității prin îndesare.

6. În normele în vigoare este prevăzut ca încercările de compresibilitate, în vederea determinării tasării specifice suplimentare prin înmuiere, să fie făcute pe probe care, în prealabil, să fi fost uscate în aer liber. În cazul cînd loessul are un caracter mai argilos, această uscare poate conduce la fisurarea probei și alterarea rezultatului final, astfel că, în general, acest procedeu trebuie înlăturat. Există, însă, pericolul ca, prin încercarea probelor la umiditatea naturală, din cauza variației umidității terenului cu anotimpul să nu se sezizeze condițiile cele mai defavorabile de umiditate. Această problemă rămîne a fi examinată în viitor, urmînd a se stabili dacă adîncimile pînă la care se resimt variațiile sezoniere de umiditate în cazul loessului depășesc sensibil adîncimile minime de fundare.

O preocupare de viitor a studiilor trebuie, de asemenea, să o constituie influența pe care o are umiditatea naturală asupra compresibilității normale a loessului, în vederea stabilirii presiunii admisibile în funcție de gradul de umiditate. Acest studiu se impune față de observațiile practice asupra deformațiilor suferite de unele clădiri, fără intervenția înmuierei loessului, în cazul cînd presiunea pe talpa de fundație este mai mare de 1,5 kg/cm^2.

★

Studiul întocmit a putut conduce la propunerea unor modificări a standardului existent, cu ajutorul cărora se ajunge la o apreciere mai justă a sensibilității la înmuiere a loessului, în funcție de încărcarea reală la care va fi supus și la evitarea unor cheltuieli exagerate prin măsuri de protecție prea severe în unele cazuri, fără ca prin aceasta să se prejudicieze securitatea construcțiilor.

Bibliografie

[1] *In. M. Abelev:* Osnovî proektirovania na makroporistîh gruntah, 1948.
[2] *Ia. N. Denisov:* O pirode deformații glinistîch gruntov, 1951.
[3] Ghidrotehnica i amelioraţia, 1953, nr. 9; Stroitelnaia promîșlemosti, 1953, nr. 10; Idem, 1954, nr. 5; Idem, 1955, nr. 5.

★

О МЕТОДЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЧУВСТВИТЕЛЬНОСТИ ЛЕССА НА СМАЧИВАНИЕ

Рассматривается метод определения удельной осадки при смачивании лесса, с целью его оценки для предусмотрения соответствующих защитных мероприятий для сооружений.

Отмечаются недостатки применения как критерий для оценки величины удельной осадки при смачивании под нагрузкой в 3 кг/кв. см. и приводятся результаты лабораторных испытаний, ведущих к заключению, что в случае образцов с нединаковой пористостью удельная осадка на смачивание при данной нагрузке равна разнице между удельными осадками двух образцов, один из которых находится в состоянии естественной влажности, а другой погружен в воду с начала проведения опыта.

В заключение предлагается внедрение данного метода в практику.

ÜBER DAS VERFAHREN ZUR BESTIMMUNG DER ERWEICHUNGSEMPFINDLICHKEIT VON LOESSBODEN

Der Aufsatz befasst sich mit die Methoden zur Bestimmung der spezifischen Setzungen durch Erweichung von Loessböden, zum Zwecke der Klassifizierung dieser Böden und der Anordnung konstruktiver Schutzmassnahmen der Bauten.

Nachdem der Nachteil gezeigt wird, den die Methode der Anwendung des hinlänglichen Kriteriums der spezifischen Setzung durch Erweichen, bei einer Belastung von 3 kg/cm^2, mit sich bringt, werden Laboratoriumsversuche angegeben, welche zum Schluss führen, dass im Falle von Bodenproben von gleicher Porosität, die spezifischen Setzung unter einer bestimmfen Last, der Differenz zwischen den bei zwei Bodenproben erhieltenen spezifichen Setzung unter einer bestimmten Last, der ben in natürlicher Feuchtigkeit behalten wird und die andere von Anfang der Versuche unter Wasser gesetzt wird. Es wird diese Methode zur Anwendung empfohlen.

Centralele hidroelectrice fracționate în legătură cu viitoarele amenajări pe Dunăre

Conf. ing. I. Vladimirescu

În forma lor inițială, primele construcții hidroenergetice fluviale cuprindeau, în mod obișnuit, un baraj în albia cursului de apă, un canal de aducție trasat pe un mal sau pe celălalt, o centrală (uzină) și canalul de evacuare.

Un astfel de ansamblu s-a dovedit destul de costisitor pentru cazul cînd el deservește numai interesul energetic, fiindcă lungimile și secțiunile mari de canale necesită importante investiții și cheltuieli de întreținere ridicate.

De aceea, un real progres tehnico-economic s-a făcut atunci cînd, folosind condițiile favorabile, s-a construit clădirea centralei chiar în profilul barajului, în continuarea acestuia, suprimîndu-se astfel aducția și evacuarea creată în mod artificial.

Uzinele fluviale din ultimele decenii cu căderi pînă la 30 m au fost construite, în majoritatea lor, după această concepție. Schema de principiu a unor astfel de centrale prevăzînd grupate în aceeași construcție întreg numărul de turbogeneratoare, a primit ulterior și numele de „centrală-bloc".

Practicarea schemelor centralelor-bloc scoate în evidență faptul că acestea au condiții optime de funcționare dacă trecerea apelor mari, a gheturilor și aluviunilor se poate face aproape pe toată lățimea normală a albiei cursului de apă. Această condiție generală conține, de fapt, cerințele enumerate mai jos:

1) să se dispună de o lățime destul de mare în profilele transversale ale albiei;

2) centrala să cuprindă un număr redus de grupuri;

3) barajul să aibă o lungime relativ mare față de lungimea centralei.

De cele mai multe ori, prima condiție nu poate fi satisfăcută decît creînd prin excavații supralărgiri ale albiilor, adevărate golfuri, în care se amplasează la un mal sau la celălalt centrala bloc. Este clar că un asemenea dispozitiv — dacă mai are nevoie încă și de pereți de dirijare a gheturilor — reclamă investiții care sporesc considerabil costul energiei.

Propuneri recente au fost făcute — în special pentru căderi de un ordin mai mare — cu scopul de a micșora lungimea ansamblului în sens transversal cursului de apă și de a ameliora parametrii energetici.

Vom menționa aici „centralele înecate" sau „centralele deversante", care de fapt sînt baraje-deversoare de zidărie prevăzute la creastă cu stavile pînă la nivelul reținerii din amonte; în interiorul barajului sînt amenajate golurile și canalele necesare grupurilor turbogeneratoare dispuse identic ca la centralele bloc. Prin manevrarea stavilelor de la nivelul crestei, parte din apele mari și flontați pot fi evacuate peste centrală, pe toată lungimea acesteia.

Adapotarea sistemului devine însă cu atît mai indicată, cu cît regimul hidrologic asigură o lamă de apă deversantă destul de eficientă pentru a spori căderea în perioada de ape mari.

Cu toate ameliorările aduse, sistemul rămîne touși cu inconvenientul că — fără deschideri speciale costisitoare — obstruează ca și centralele bloc scurgerea aluviunilor de fund, mai ales atunci cînd lungimea centralei este destul de mare în raport cu lățimea normală a cursului de apă.

În ce privește comoditatea de funcționare și accesul ușor al instalațiilor, acestea, mai ales în timpul apelor mari, rămîn cu mult în urmă față de centralele bloc, fapt care explică ezitările constructorilor în realizarea centralelor înecate.

Pentru a se elimina în cea mai mare măsură dezavantajele semnalate la unul sau altul din sistemele descrise, recent, și-a făcut drum o nouă concepție constructivă și anume așa numitele „centre fracționate" sau „centrale-pilă", care acoperă gama de căderi a centralelor fluviale joase și mijlocii.

Schönbach, Schultz, Grengg ș.a. au preconizat diferite tipuri de construcție.

În opoziție cu centralele bloc, centralele fracționate moderne repartizează numărul de grupuri turbogeneratoare, pe toată lățimea albiei, intercalîndu-le cu deschiderile barajului. Sistemul corespunde cel mai bine — față de alte sisteme — cerințelor înseși ale naturii cursului de apă și asigură, în condiții economice, stabilitatea și buna funcționare a ansamblului hidrotehnic.

Sistemul permite să se dea funcțiuni multiple anumitor construcții, atît celor necesare barajului, cît și centralei (infrastructura, de exemplu), ceea ce conduce la o reducere substanțială a lungimii totale a ansamblului centrală-baraj. Totodată, prin aceeași concepție constructivă, deschiderile adiacente ale barajului dau posibilitatea la ape mari să se realizeze goane de apă cu efecte favorabile sporirii căderilor, întocmai ejectoarelor de la celelalte centrale.

Prin posibilitatea de repartizare a centralei și a barajului pe lățimi mai mici de albii, se oferă o mai mare libertate în alegerea amplasamentului complexului hidrotehnic, ceea ce este foarte important într-o alcătuire generală a ansamblului și a economiei lui.

În sfîrșit, sistemul de „centrale fracționate" este susceptibil de o încadrare perfectă în peisaj, ceea ce nu se poate spune, de regulă, despre centralele-bloc prevăzute cu hală pentru mașini.

Hidrocentrala fracționată Lavamünd realizată recent pe Drava în Austria — a cărei fotografie se redă în fig. 1 — a confirmat cele mai multe din avantajele sistemului.

Pe linia amenajărilor de viitor ale Dunării, autorul propune în articolul prezent, un tip de centrală fracţionată, studiat pentru condiţiile specifice ale fluviului nostru.

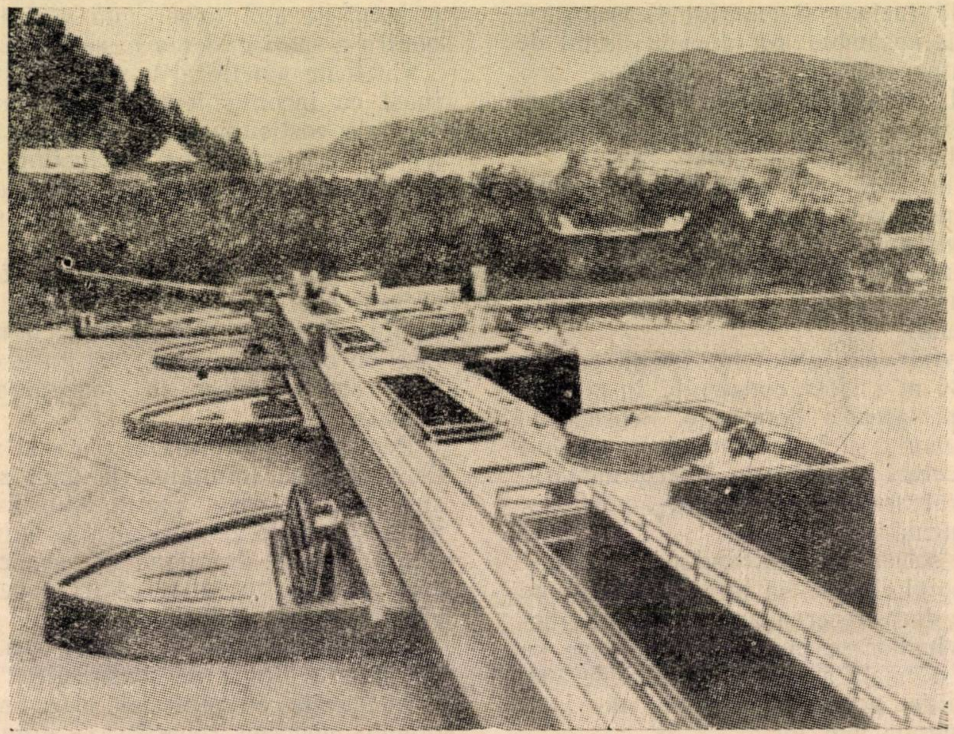


Fig. 1

În acest sens, se dau întîi, în fig. 2, (a şi b) două variante inclusiv o subvariantă a repartiţiei treptelor hidroenergetice; ele se caracterizează printr-o accentuată folosinţă a potenţialului energetic natural disponibil, pe sectorul amonte Cetate-Baziaş şi o folosire energetică oarecum limitată pe sectorul care urmează, din aval. Acest dispozitiv este justificat prin aceea că pe sectorul amonte pe o lungime de circa 260 km se află rapidele care la etiaj totalizează o cădere de 36,5 m, pe cînd pe sectorul aval pînă la mare în lungime de circa 800 km, căderea este de 27,8 m. Totodată pe sectorul aval — lunca fluviului în suprafaţă de peste 500 000 ha (numai pe malul stîng) constituie în economia agricolă a ţării un bun de neînlocuit în cazul inundării sale.

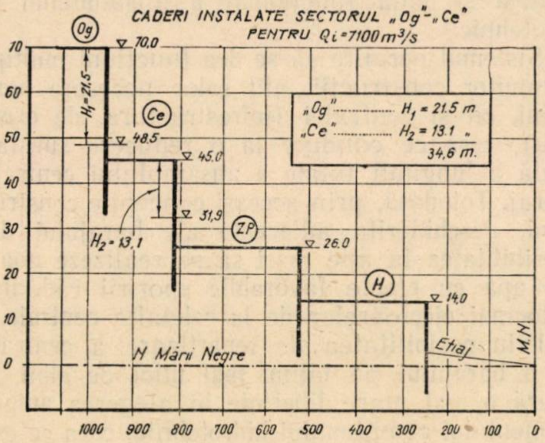


Fig. 2 a

Dacă se are în vedere că pe acelaşi sector se află numeroase centre populate şi porturi la cote relativ joase, apare justificat principiul de a limita folosinţa energetică aici.

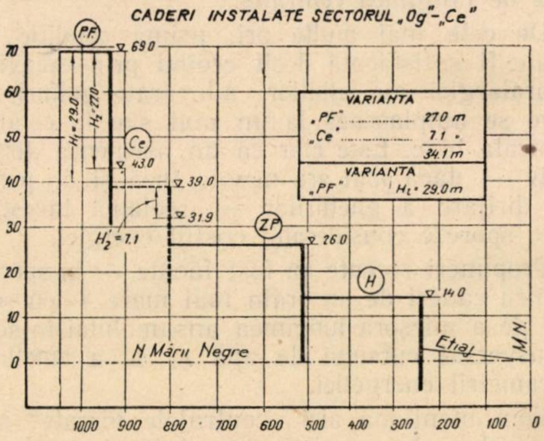


Fig. 2 b

Prof. dr. ing. Cr. Mateescu, în comunicarea sa din cadrul Academiei R.P.R., a arătat sarcinile excepţional de grele care ar greva economia lucrărilor şi situaţia socială a ţării, dacă în mod artificial s-ar căuta să se exagereze captarea potenţialului hidraulic din sectorul aval prin trepte cu căderi din clasa celor mijlocii.

Fig. 3 detaliază nivelele caracteristice ale sectorului amonte pentru a pune în evidenţă elementele hidrologice şi hidraulice de bază privind obiectivul urmărit în acest articol.

Potrivit acestor elemente şi la un debit instalat Q_i = 7 100 m³/s (coeficient de instalare = 1,3) pe sectorul Cetate-Baziaş se vor putea obţine următoarele puteri instalate, cu η = 0,86:

Varianta I' denumită „PF" P_i=1,74 milioane kW
Varianta I denumită „PF+Ce" P_i=2,05 milioane kW
Varianta II denumită „Og+Ce" P_i=2,08 milioane kW

Varianta 1' prezintă marele inconvenient că prin nivelul reţinut ar inunda total oraşul Orşova şi sistemul de comunicaţii terestre dintre Oltenia şi provinciile de peste munţi. Sectorul amonte, conform profilului longitudinal din fig. 3, ar dispune de următoarele căderi instalate:

H_i=7,1 m; 13,1 m; 21,5 m; 27,0 şi 29,0 m.

Tipul de construcţie al centralei fracţionate se referă la treapta denumită „Og" cu H_i=21,5 m, ea situîndu-se în domeniul folosirii turbinelor Kaplan şi a celor elicoidale cu palete fixe, cu axele verticale, comune oricărui sistem de centrală de astfel de proporţii.

De asemenea, am admis următoarele date hidrologice, topografice şi geologice, după studiile deja existente:

— curbele de durată a debitelor naturale ale fluviului Dunărea în sector, sînt pentru anii caracteristici acelea din fig. 4 iar debitul maxim istoric $Q_{max\ ist}$=17 000 m³/s, şi debitul maximum maximorum $Q_{max\ max}$ = 23 000 m³/s;

— regimul de scurgere al gheţurilor este în epoca de dezgheţ excesiv de greu, din cauza zăpoarelor care se produc şi sînt de aşteptat să se producă şi după amenajare, datorită faptului că lăţimea albiei imediat în amonte scade pînă la 260 m, ceea ce este cu totul neobişnuit pentru un fluviu de importanţa Dunării:

— aluviunile în suspensie ating în sector debitul maxim anual de 125 milioane t (anul 1941) şi în medie circa 44 milioane t; cît priveşte aluviunile tîrîte — din lipsă de măsurători concludente — se poate aprecia la un maximum de circa 10—12 milioane tone/an şi o medie de circa 5—6 milioane tone/an;

— pe întreg sectorul Turnu Severin—Baziaş, amplasamentele treptelor studiate nu dispun de lăţimi a albiei majore mai mari de circa 1 100 m, după care urmează versanţi înalţi de stîncă.

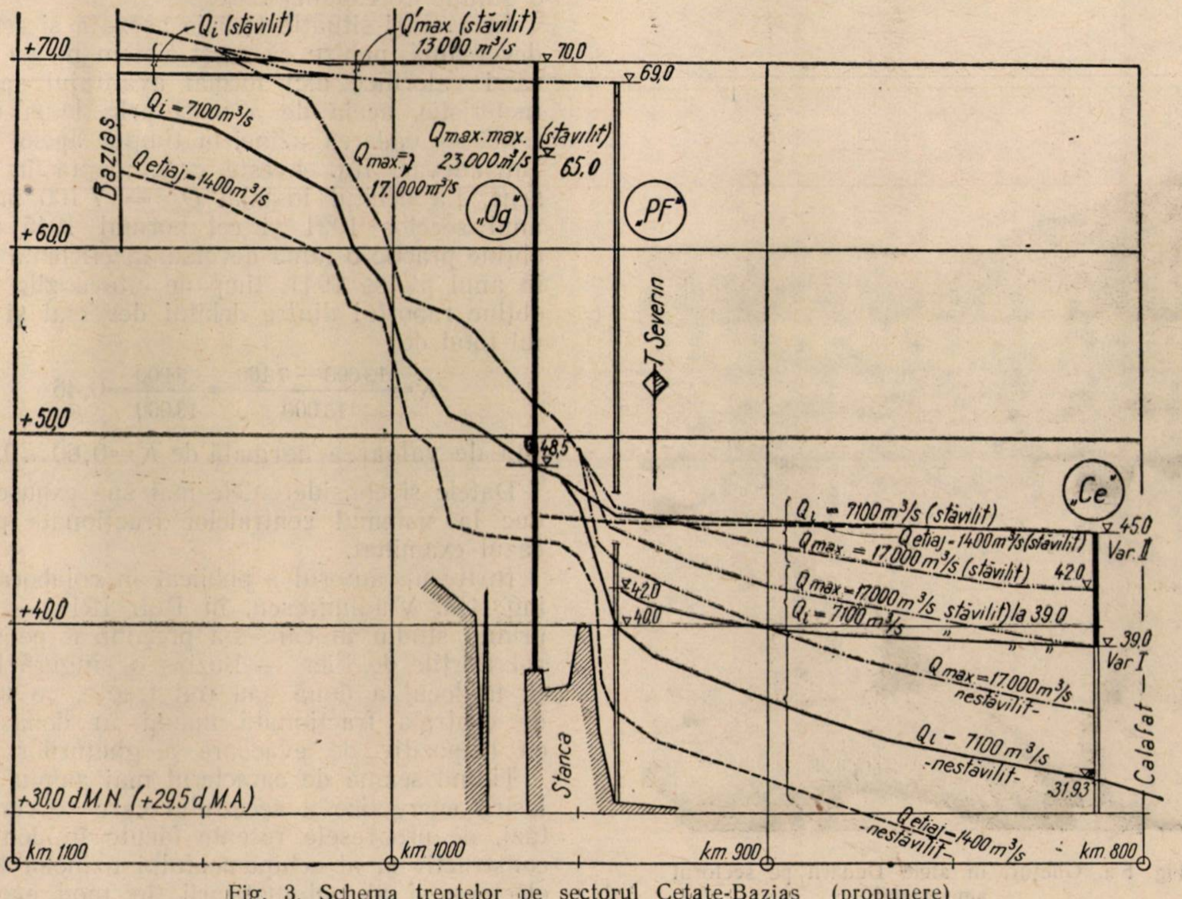

+70,0
+60,0
+50,0
+40,0
+30,0 d.M.N. (+29,5 d.M.A)
Bazias
Qi (stăvilit)
Q'max (stăvilit) 13 000 m³/s
70,0
69,0
Qi = 7100 m³/s
Qetiaj = 1400 m³/s
Qmax = 17 000 m³/s
Qmax.max. 23 000 m³/s
(stăvilit) 65,0
„Og"
„PF"
T Severin
48,5
42,0
40,0
Stanca
„Ce"
Qi = 7100 m³/s (stăvilit)
Qetiaj - 1400 m³/s (stăvilit)
Qmax = 17 000 m³/s (stăvilit) 42,0
Qmax = 17000 m³/s stăvilit) la 39,0
Qi = 7100 m³/s
45,0
Var. II
39,0
Var I
Qmax = 17 000 m³/s nestăvilit
Qi - 7100 m³/s -nestăvilit-
31,93
Qetiaj = 1400 m³/s -nestăvilit-
Calafat
km 1100
km 1000
km 900
km 800

Fig. 3. Schema treptelor pe sectorul Cetate-Baziaş (propunere)

— datorită lăţimilor reduse ale albiei în amplasament se poate admite că repartizarea aluviunilor este mai mult sau mai puţin uniformă în profil;

— natura geologică a albiei la treapta „Og“ este alcătuită din granit, care, în mod practic, nu este acoperit de aluviuni.

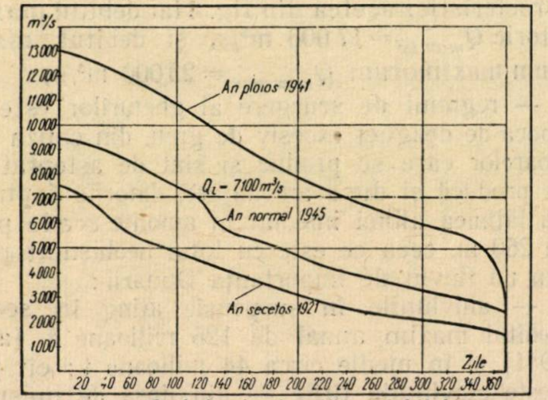


Fig. 4. Curbele de durată a debitelor pentru anii caracteristici

Puterea instalată $P_i = 1{,}32$ milioane kW la treapta „Og“ s-a repartizat la 15 grupuri turbogeneratoare, cu turbine Kaplan ($K-91$) cu diametrul rotorului $D = 8{,}5$ m. Aceste grupuri aşezate fiecare într-o pilă sînt distribuite la distanţe egale pe întreaga lăţime a albiei.

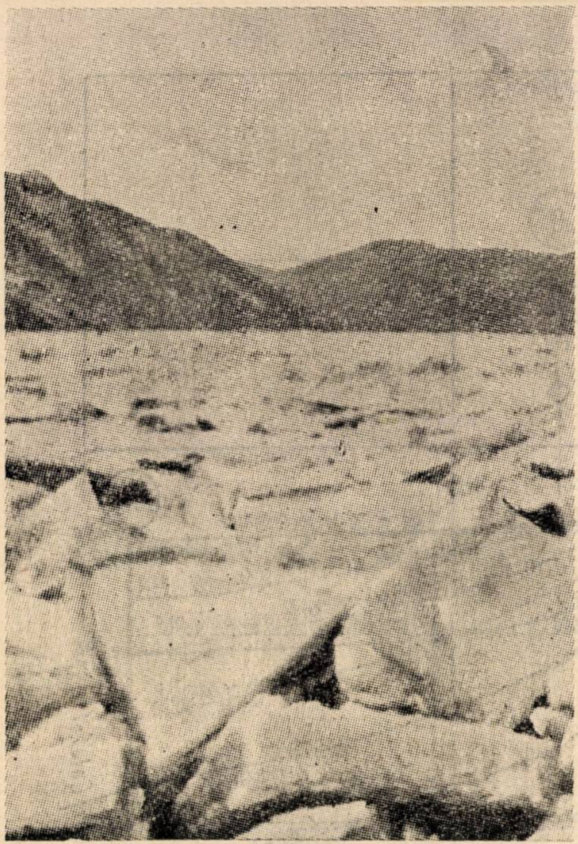


Fig. 5 a. Gheţuri în albia Dunării pe sectorul amenajabil.

Lungimea totală, fără pereţii care intră în corpul barajului, a construcţiei celor 15 grupuri este de ordinul $L = 15 + 2{,}3\ D = 290$ m, rotund 320 m, corespunzător lăţimii totale a tuburilor de aspiraţie recomandate pentru turbinele cu ns = 300...600.

În cazul centralelor bloc şi deversante, lungimea totală — după formula dată de M. M. Grişin — este:

$$L = 15\,\frac{1{,}7\sqrt{Q}}{H^{0{,}12}}\ [\text{m}] = 15\,\frac{1{,}7\sqrt{475}}{21{,}5^{0{,}12}} = 450 \text{ m},$$

rotund 500 m pentru acelaşi baraj.

Centrala bloc şi cea înecată, ocupînd astfel peste 40% din lungimea totală a albiei normale în amplasament, ar face necesar excavaţii în stîncă suplimentare, pe o suprafaţă pînă la 2 ha şi adîncimi medii de ordinul a 15 m; acest lucru, sau eventual adoptarea unui tip de baraj mai scurt, vor conduce la soluţii neeconomice, respectiv la risipa de materiale deficitare. Lungimea mare a centralei bloc şi cea înecată vor favoriza formarea de curenţi transversali foarte puternici, mai ales în aval, care cer lucrări speciale de dirijare, fie în interesul energiei, fie în interesul navigaţiei.

Centrala bloc de tipul clasic prin obstruarea albiei la proporţiile mai sus-arătate şi în condiţiile excepţional de grele ale regimului gheţurilor (fig. 5 a şi b) nu ar putea deci, constitui o soluţie corespunzătoare.

În aceeaşi situaţie trebuie aşezată şi centrala deversantă, pentru că acest sistem nu va putea să-şi valorifice aici tocmai avantajul său caracteristic, acela de a mări prin lama deversantă — căderea uzinei în timpul apelor mari. Într-adevăr, fig. 4 este concludentă în acest sens. La debitul instalat $Q_i = 7\,100$ m³/s în anul secetos 1921 şi cel normal 1945 nu se obţine practic o lamă deversantă eficientă; abia în anul ploios 1941, timp de cîteva zile — se obţine raportul dintre debitul deversat şi debitul total de:

$$K = \frac{13\,000 - 7\,100}{13\,000} = \frac{5\,900}{13\,000} = 0{,}46$$

faţă de valoarea normală de $K = 0{,}60 \ldots 0{,}70$.

Datele şi considerentele mai sus expuse conduc la sistemul centralelor fracţionate pentru cazul examinat.

În trecut, autorul a publicat în colaborare cu ing. Gh. Vladimirescu, în Bul. IRE — 1944, primul studiu în care s-a preconizat pe sectorul Porţile de Fier — Baziaş o singură treaptă în locul a două sau trei trepte, cu un tip de centrală fracţionată numai în două părţi cu dispozitiv de evacuare a gheţurilor.

Ţinînd seamă de caracterul mai amplu al folosirii energetice a sectorului care se cere astăzi, de progresele recente făcute în domeniul constructiv şi al echipamentului uzinelor hidroelectrice şi al automatizării, în mod evolutiv, se redau în fig. 6 şi 7 elementele generale pentru o centrală fracţionată total.

Lungimea totală a barajului şi a centralei fracţionate însumează circa 1 000 m, la o reţinere a nivelului amonte la cota de + 70,0 deasupra Mării Negre.

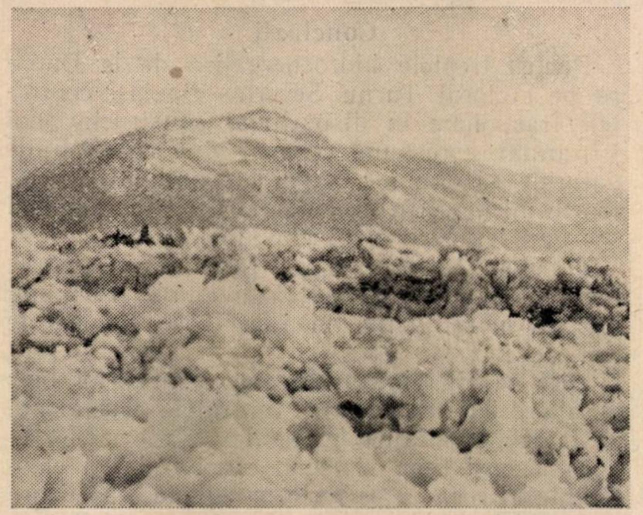


Fig. 5 b. Blocaj de gheţuri în Cazane

Complexul baraj-uzină poate evacua debitul max. max de 23 000 m^3/s la nivelul reţinerii + 65,0 cu scopul de a rămîne în amonte de Baziaş, sub nivelul maxim al apelor în regim natural. În acest scop este necesar ca nivelul reţinerii (+ 70,0) să fie menţinut doar pentru debite mai mici ca 13 000 m^3/s.

Centrala este fracţionată în 15 grupuri turbogeneratoare, avînd fiecare următoarele caracteristici şi instalaţii:

$Q_i = 475$ m^3/s; $H_i = 21{,}5$; m; $H_s = -2{,}00$ m;

Turbină tip $K-91$ $ns = 540$; $P_{max} = 90\,000$ kW; $\eta = 0{,}90$;

Generator tip Electrosila „Kirov" C B $\frac{1\,250}{165}$ $n = 75$ rot/min; cu puterea reală nominală $= 90\,000$ kW—A.

Fiecare grup este cuprins într-o pilă de beton armat cu avant-becul deschis în jumătatea inferioară a înălţimii reţinerii, pentru a forma împreună cu exteriorul o cuprinzătoare cameră de apă. În felul acesta, turbina este atacată de doi curenţi care pătrund în mod uniform pe periferia distribuitorului cu ajutorul unui număr de ghidaje metalice. Asigurarea formării celor doi curenţi este realizată de o pilă în formă de S.

Forma mai corectă a spiralelor şi a pilei vor trebui stabilite prin încercări pe modele în diferite ipoteze de trecere a curentului.

Pila în formă de S este necesară de asemenea pentru a forma un reazem puternic transmiţător la fundaţie a greutăţii parţiale, a echipamentului mecanic şi suprastructurii construcţiei şi reazem central pentru batardoul metalic în arc, necesar izolării turbinei în caz de reparaţii şi revizii.

Gura de intrare a apei este protejată de eventuale corpuri în suspensie prin grătare metalice orizontale sau eventual verticale, care pot fi curăţite atît cu ajutorul instalaţiilor mobile cunoscute, cît şi cu ajutorul unui curent de apă generat prin deschiderile de fund ale barajului.

Scurgerea gheţurilor este asigurată prin timpanul de formă ovală al avant-becului, care dirijează sloiurile spre stavilele superioare ale barajului aflat de o parte şi de alta a fiecărei pile.

Pînă la o cotă suficient de înaltă faţă de cota reţinerii, echipamentul centralei este ferit de pătrunderea apei din bazin printr-un perete în semicerc de beton armat, iar contra intemperiilor, printr-o cupolă de metal care pentru montaj şi reparaţii poate fi ridicată.

Deasupra tubului de aspiraţie, o parte din spaţiul disponibil se rezervă pentru transformator, montaj, tunel de cabluri, galerie de vizitare, drum de acces în uzină şi altele.

Barajul este studiat să corespundă condiţiilor grele ale regimului hidrologic şi hidraulic al fluviului, prin aceea că asigură scurgerea gheţurilor prin 16 stavile tip sector „Drum", de 5 m înălţime şi 34 m lungime şi scurgerea apelor mari şi a aluviunilor prin 45 stavile de fund

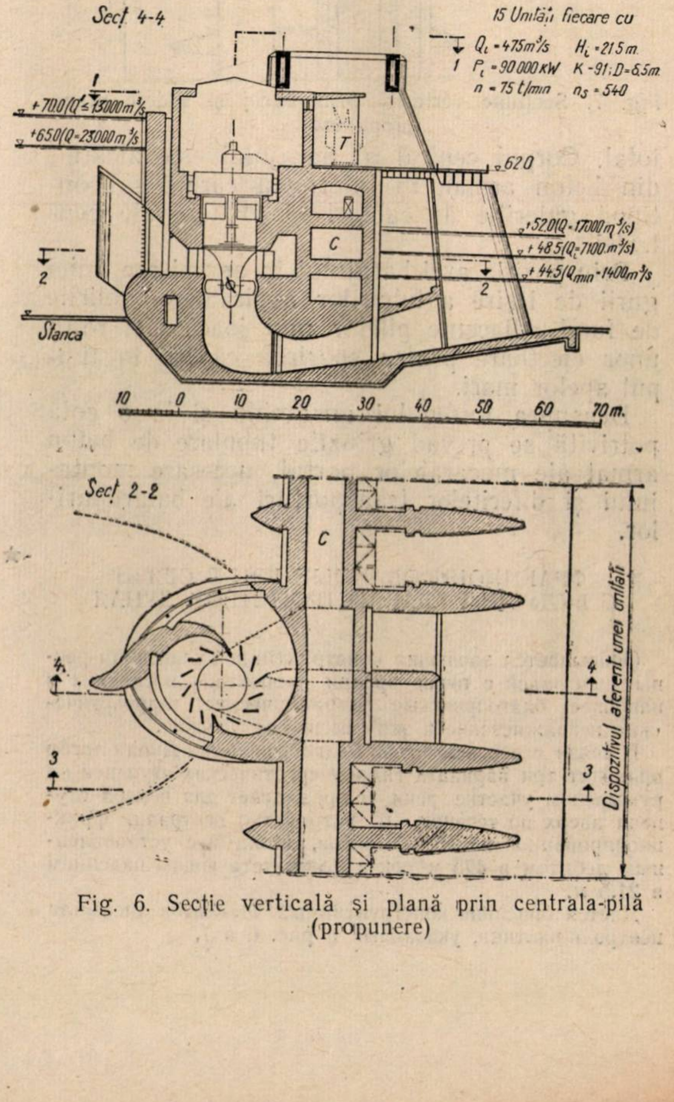


Fig. 6. Secţie verticală şi plană prin centrala-pilă (propunere)

de tipul vane-segment cu secţiunea 5×8 m. Stavilele sînt de construcţie normală şi parţial vizitabile, sau prin izolare cu batardouri — total. Corpul central al barajului este alcătuit din beton armat, în interiorul căruia se continuă galeriile de cabluri şi vizitare ale centralei.

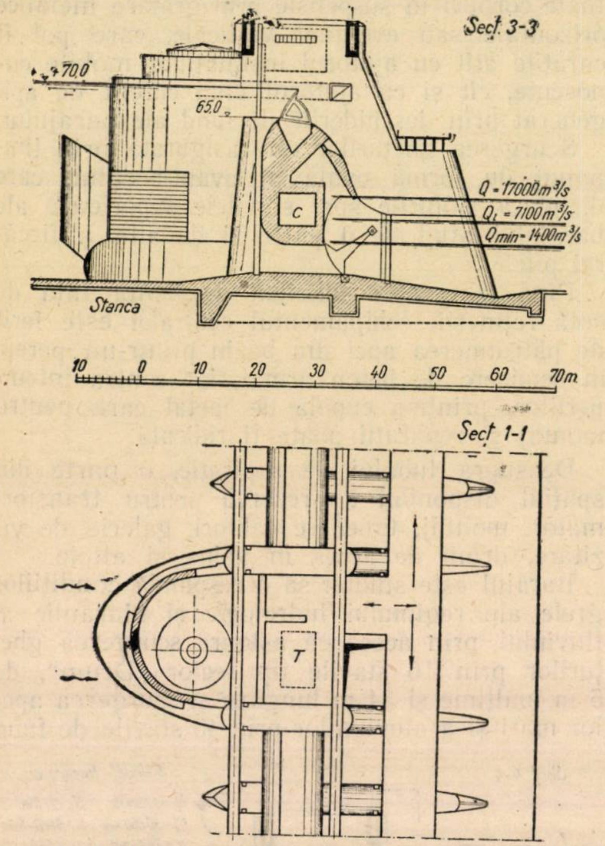


Fig. 7. Secţiune verticală prin baraj şi vedere plană (propunere)

Prin poziţia axei barajului în apropierea liniei gurii de ieşire a tuburilor aspiratoare, golirile de fund adiacente pilelor mai joacă aici rolul unor ejectoare pentru sporirea căderii în timpul apelor mari.

Deasupra întregului ansamblu şi la o cotă potrivită se prevăd grinzile tubulare de beton armat ale macaralelor portal, necesare montajului şi diferitelor transporturi ale batardourilor.

ФРАКЦИОНИРОВАННЫЕ ГЭЦ В СВЯЗИ
С БУДУЩИМ БЛАГОУСТРОЙСТВОМ ДУНАЯ

Описывается эволюция конструктивной концепции речных централей с точки зрения включения последних в наиболее благоприятные гидравлические, гидрологические пейзажистские и экономические условия.

В связи с перспективами благоустройства Дуная автор приводит три варианта гидроэнергетических ступеней на румынском участке реки и предлагает для первой ступени вверх по течению „0“ устройство централи, фракционированной на 15 элементов, каждый с установленным дебитом в 475 м³/сек и соответствующим падением в 21,5 м.

Дается описание конструктивных элементов ансамбля централь-плотина, указанных в рис. 6 и 7.

Prin folosirea macaralelor plutitoare, macaralele portal, eventual, pot să lipsească.

Accesul la toate pilele — uzină, ca şi transportul unor piese, sînt asigurate printr-un pod de şosea (eventual prevăzut şi cu şine c.f.).

În sfîrşit, ansamblul descris este conceput să posede o largă automatizare.

Concluzii

Pentru treptele hidroenergetice de la Dunăre pe sectorul Turnu Severin—Baziaş, centralele fracţionate în dispozitivul constructiv mai sus-arătat, corespund cel mai bine cu condiţiile naturale, şi anume: lăţimi disponibile de albii foarte mici, regim excepţional de defavorabil al scurgerii gheţurilor, al aluviunilor etc.

Funcţiunile multiple pe care le îndeplinesc anumite dispozitive constructive ale sistemului asigură investiţii mai mici decît alte sisteme de centrală.

Fără să aibă inconvenientele centralelor bloc şi ale celor deversante, centralele fracţionate păstrează avantajele esenţiale.

În acelaşi timp sistemul oferă o largă elasticitate în ceea ce priveşte modul de repartizare a energiei către un mal sau către celălalt.

Inconvenientul lungimii mai mari a cablurilor şi a sporului de instalaţii electrice, în cazul de faţă, apare de un ordin secundar.

Bibliografie

I. Vladimirescu şi Gh. Vladimirescu: Studiu pentru amenajarea hidrotehnică a Dunării la Porţile de Fier, Bul. IRE, nr. 3—4/1944.
Gr. Vasilescu: Canalisation du secteur des cataractes du Bas-Danube, Bul. IRE, nr. 30/1932.
D. Pavel: Die Wasserwirtschaft der Donau bei Eisernen Tor. IRE. 1942.
A. A. Morozov: Utilizarea energiei apelor, Ed. Tehnică, 1952.
M. M. Grişin: Construcţii hidrotehnice, Ed. Energ. de Stat, 1952.
M. S. Slisski: Ejectia v nijnii bief na sovmescennah hidroelektrostantiah, Moscova, 1953.
H. Grengg: Donauprobleme der Wasserkraftnutzung und Schiffahrt, R. Oesterreichische Wasserwirtschaft, Heft 1. 1953.
A. B. Schultz: Das voll aufgeglieederte Flusskraftwerke, Oestereichische Wasserwirtschaft, Heft 4, 1953.
A. Schönbach: Die Elbe als Kraftstrasse — Eine Studie, R. Energietechnik, Heft 1, 1956.
E. Mosonyi: Vizeröhasznositas, Budapest, 1952.
A. Schoklitsch: Handbuch des Wasserbaues, Wien, 1952.

★

ÜBER AUFGEGLIEDERTE WASSERKRAFTWERKE IN BEZUG AUF DEN KÜNFTIGEN WASSERWIRTSCHHAFTLICHEN AUSBAU DER DONAU

Es wird die Entwicklung der Aufrissungen über den Bau von Flusskraftwerken gezeigt, in Hinsicht auf die Erzielung der besten hydraulischen, hidrologischen, landschaftlichen und oekonomischen Bedingungen.

Im Zuge der künftigen Wasserbauten an der Donau, schlägt der Verfasser vor, auf Grund der Vergleiches von drei Varianten von Wasserkraftstufen auf dem rumänischen Teil der Donau, für die erste Stufe flussaufwarts ein in 15 Pfeilern aufgegliederte Kraftwerk mit je 475 m³/sec Ausbauwasermengenge und 21,5 in Fallhöhe, zu errichten.

In fig. 6 und 7, werden konstruktive Teile der Stauwerkzentrale gezeigt.

Aspecte ale problemei conductelor de beton armat pe mediu elastic

Ing. R. Prişcu şi ing. B. Brodfeld

În problema calculului static al conductelor de beton armat, libere sau îngropate, există o serie de incertitudini pe care numeroase cercetări, în general teoretice şi în mai mică măsură experimentale, nu au reuşit încă să le înlăture. Aceste incertitudini se referă în special la influenţa mediului elastic asupra conductelor, influenţă care se manifestă atît sub aspectul reacţiunilor elastice ale terenului de fundaţie asupra radierului cît şi sub acela al reacţiunilor elastice ale pămîntului de umplutură înconjurător asupra pereţilor conductelor. Obiectul articolului de faţă este să analizeze stadiul actual al acestor probleme şi să tragă anumite concluzii asupra posibilităţilor de a înlătura într-o măsură cît mai mare incertitudinile de calcul printr-un larg program experimental.

În cele ce urmează se examinează în primul rînd modul în care sînt luate în consideraţie în calculele statice cele două aspecte ale acţiunii mediului elastic asupra conductelor.

1. Reacţiunile elastice ale terenului de fundaţie

În mod obişnuit conductele reazemă pe teren fie direct, fie prin intermediul unui pat de beton (fig. 1) ; în ambele cazuri suprafaţa de rezemare variază cu unghiul la centru 2 α

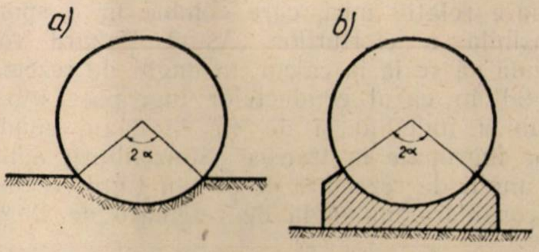


Fig. 1. Moduri de rezemare ale conductelor : a) direct pe teren şi b) pe pat de beton.

Rezultanta reacţiunilor fundaţiei trebuie să echilibreze sarcinile care acţionează asupra conductei ; distribuţia acestor reacţiuni este însă necunoscută. Ea depinde de o serie de factori dintre care o influenţă deosebită o au : rigiditatea conductei, rigiditatea patului de beton şi proprietăţile elastice ale terenului de fundaţie. Problema determinării distribuţiei reacţiunilor elastice constă tocmai în stabilirea modului în care acţionează aceşti factori şi în ea rezidă principala dificultate întîlnită în calculul conductelor.

În vederea calculelor practice, care totuşi trebuie făcute, o serie de autori au făcut diferite ipoteze în legătură cu legea de distribuţie a reacţiunilor pe talpa conductei, sau pe patul de beton. Unele dintre acestea sînt complet arbitrare, altele se bazează pe un număr de determinări experimentale. Fapt este că rezultatele la care ele conduc în calculul solicitărilor care acţionează în peretele unei conducte sînt adesea foarte diferite.

a) *Conducte rezemate direct pe teren.* Pentru acest caz se găsesc în literatură două ipoteze de bază, şi anume cea a distribuţiei cosinusoidale şi cea a proporţionalităţii reacţiunilor cu tasările.

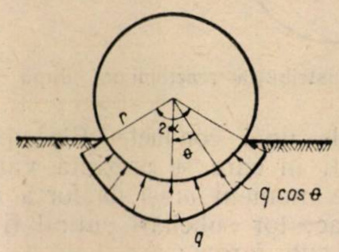


Fig. 2. Distribuţie cosinusoidală a reacţiunilor, după Marquardt.

În ipoteza distribuţiei cosinusoidale, admisă de Marquardt [1], Forcheimer şi alţii, se consideră că reacţiunile sînt radiale şi proporţionale cu cosinusul unghiului pe care îl face raza punctului respectiv cu verticala (fig. 2). Notîndu-se cu q reacţiunea maximă, corespunzătoare razei verticale, şi punîndu-se condiţia de echilibru a rezultantei sarcinilor exterioare cu suma reacţiunilor elastice ale fundaţiei, se ajunge la expresia

$$q_0 = \frac{Q \cos \theta}{r(\alpha + \cos \alpha \sin \alpha)}$$

în care s-a notat:

q_0 — reacţiunea corespunzătoare punctului în care raza face unghiul θ cu verticala ($q_0 = q \cos \theta$);
Q — rezultanta sarcinilor exterioare,
r — raza conductei,
α — semiunghiul de rezemare.

În ipoteza proporţionalităţii reacţiunilor cu tasările, admisă de Voellmy [3] şi Klein [5], se consideră că tasarea verticală a conductei este uniformă pe întreg conturul presupus rigid şi că coeficientul de tasare variază proporţional cu adîncimea, conform relaţiei $k = k_0 Z$ (fig. 3). Se admite de asemenea că reacţiunile variază proporţional cu componentele radiale corespunzătoare ale tasării : $q_0 = k\Delta \cos \theta$.

Punîndu-se și în acest caz condiția de echilibru cu rezultanta sarcinilor exterioare, se obține expresia:

$$q_\theta = \frac{3\,Q\,(\cos\theta - \cos\alpha)\cos\theta}{r\,(3\sin\alpha + \sin^3\alpha - 3\alpha\cos\alpha)}$$

Cele două ipoteze expuse mai sus conduc la rezultate mult diferite în ce privește solicitările

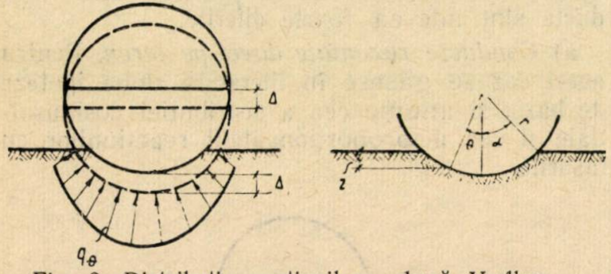


Fig. 3. Distribuția reacțiunilor, după Voellmy.

din peretele unei conducte. Ele sînt ilustrate în tabela 1, în care se prezintă valorile coeficienților de moment *m* și de forță normală *n*, expresiile acestor solicitări putînd fi puse, fără dificultăți, sub forma:

$$M = m\,Q\,r;\quad N = n\,Q\,\cdot$$

Valorile din tabelă sînt calculate pentru cazul unui unghi de rezemare $2\,\alpha\ =\ 90^0$. S-a notat cu V.K. ipoteza lui Voellmy-Klein și cu M. ipoteza lui Marquardt. Sînt considerate drept secțiuni caracteristice ale conductei cele de la talpă, extremități laterale și cheie. În tabelă s-au folosit următoarele convenţiuni de semne:

Momente: + tensiune la fibra interioară; — tensiune la fibra exterioară.

Forțe normale: + compresiuni; — tensiuni.

Se remarcă din tabelă că diferența maximă între valorile obținute prin cele două ipoteze este de 56% la momente încovoietoare și de 26% la forțe normale. Ținînd însă seama că la conductele îngropate cea mai importantă încărcare este de obicei greutatea umpluturii, trebuie considerată drept concludentă diferența corespunzătoare de 33% la valoarea momentelor, în secțiunea de la talpa conductei.

În cele de mai sus s-a făcut o comparație numerică între rezultatele la care conduc cele două ipoteze citate, folosite în mod obișnuit în practică. Este de remarcat faptul că unele cercetări experimentale recente [7] indică în anumite cazuri abateri însemnate de la repartițiile admise mai sus. Astfel în fig. 4 este reprezentată repartiția reacțiunilor în cazul unui teren de fundație nisipos, iar în fig. 5 în cazul unui teren de fundație argilos.

Se subliniază faptul că pentru conductele de diametru mic, la care nu se realizează de obicei o profilare a terenului de fundație, nu se poate preciza nici unghiul de rezermare $2\,\alpha$ al conductei [7]. Unii autori recomandă ca în

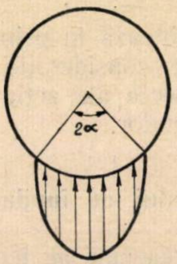


Fig. 4. Repartiția reacțiunilor în cazul unui teren nisipos.

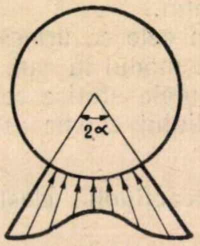


Fig. 5. Repartiția reacțiunilor în cazul unui teren argilos.

aceste cazuri să se considere unghiuri de rezemare relativ mici, care conduc la o sporire sensibilă a eforturilor. Astfel Lazard recomandă să se ia în calcul un unghi de rezemare de 90^0 în cazul conductelor îngropate într-un rambleu indefinit și de 45^0 în cazul conductelor îngropate în tranșee. Stolzenburg admite un unghi de rezemare de 60^0, în timp ce Enyedy consideră un unghi de rezemare de 180^0.

Tabela 1

Secțiunea		Talpă		Lateral		Cheie	
Solicitarea		V. K.	M.	V. K.	M.	V. K.	M.
Greutatea proprie	m	0,1230	0,0790	—0,0823	—0,0749	0,0707	0,0775
	n	0,2060	0.2557	0,2500	0,2500	—0,0616	—0,0616
Greutatea lichidului	m	0,1230	0,0790	—0,0823	—0,0749	0,0707	0,0775
	n	—0,2710	—0,2220	—0,0686	—0,0686	—0,2210	—0,2210
Greutatea umpluturii	m	0,1780	0,1340	—0,1450	—0,1380	0,1400	0,1478
	n	0,1800	0,2290	0,5000	0,5000	—0,0350	—0,0350

b) *Conducte rezemate pe un pat de beton.* În acest caz de rezemare distribuţia reacţiunilor depinde de unii factori suplimentari, ca forma geometrică a patului şi rigiditatea sa. Pentru acest caz se întîlnesc în literatură, într-o măsură şi mai mare decît în cazul conductelor rezemate direct pe teren, o mare varietate de ipoteze asupra distribuţiei reacţiunilor. Ele pot fi totuşi împărţite în două categorii : ipoteze care consideră că reacţiunile se transmit radial la contactul dintre conductă şi pat şi ipoteze care consideră că reacţiunile terenului se transmit pe direcţia verticală asupra patului şi conductei.

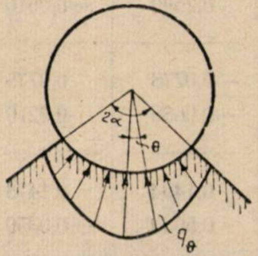


Fig. 6. Distribuţie radială a reacţiunilor patului, după Klein.

Din prima categorie face parte ipoteza lui Klein [5], care consideră patul de beton drept un mediu indefinit, care dezvoltă reacţiuni radiale la contactul cu conducta (fig. 6). Această ipoteză nu pare justificată, deoarece în mod practic rigiditatea patului este limitată, iar dimensiunile sale influenţează şi ele într-o anumită măsură distribuţia reacţiunilor.

In cadrul acestei ipoteze se admite că reacţiunea într-un punct este proporţională cu tasarea punctului, considerîndu-se un coeficient de tasare constant. Din condiţia de echilibru se obţine :

$$q_0 = \frac{Q\cos\theta}{r(\alpha+\sin\alpha\cos\alpha)}$$

Se observă, că în mod practic, această ipoteză conduce la acelaşi rezultat ca şi cea a distribuţiei cosinusoidale, admisă de Marquardt pentru conductele rezemate direct pe teren.

Din categoria ipotezelor care consideră reacţiunile ca verticale fac parte :

α. Ipoteza distribuţiei uniforme (fig. 7), recomandată de Marquardt [1] şi luată în considerare într-o serie de lucrări recent apărute [7] şi [8].

β. Ipoteza distribuţiei parabolice (fig. 8), bazată pe o serie de determinări practice efectuate pe apeductul de la Bacinsk, în U.R.S.S. [5]. Aceste determinări au arătat că în cazul fundaţiilor de argilă nisipoasă concavitatea parabolei este orientată în sus, iar în cazul fundaţiilor argiloase concavitatea este orientată în jos. Ipoteza distribuţiei parabolice cu concavitatea orientată în jos poate fi justificată considerînd patul de beton ca o grindă perfect rigidă pe mediu elastic şi admiţînd diagrama reacţiunilor stabilită de Sadovski.

γ. Ipoteza distribuţiei reacţiunilor conform teoriei grinzilor pe mediu elastic, considerat ca semiplan elastic (fig. 9). Această ipoteză a fost propusă cu ocazia proiectării metroului de la Moscova [8] şi, pornind de la teoria lui Gorbunov-Posadov, conduce la expresia reacţiunii într-un punct de abscisă x:

$$q_x = a_0 + \frac{2a_1}{L}\left(x-\frac{L}{2}\right) + \frac{4a_2}{L^2}\left(x-\frac{L}{2}\right)^2 + \\ + \frac{8a_3}{L^3}\left(x-\frac{L}{3}\right)^3 + \ldots$$

unde a_0, a_1, a_2, a_3 sînt coeficienţi care se determină prin condiţia ca săgeţile patului de beton să fie identice cu tasările terenului în punctele corespunzătoare.

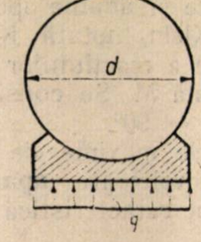


Fig. 7. Distribuţie uniformă a reacţiunilor.

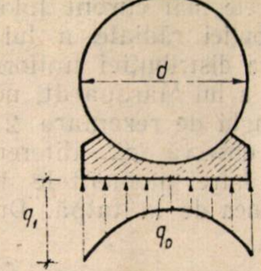


Fig. 8. Distribuţie parabolică a reacţiunilor.

δ. Ipoteza distribuţiei triunghiulare (fig. 10) este recomandată de unii autori [8] deoarece conduce la eforturi mai mari în secţiunile de la talpă şi cheie, fiind astfel acoperitoare. Această ipoteză apare complet arbitrară în cazul unui teren de fundaţie coeziv, însă poate fi considerată drept o aproximaţie acceptabilă în cazul unui teren necoeziv, la care determinările experimentale indică o concentrare a reacţiunilor spre mijlocul patului.

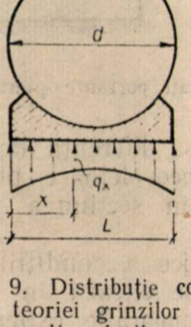


Fig. 9. Distribuţie conform teoriei grinzilor pe mediu elastic.

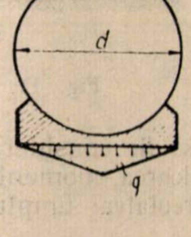


Fig. 10. Distribuţie triunghiulară a reacţiunilor.

Tabela 2

Secţiunea		Talpă		Lateral		Cheie	
Solicitarea		V. K.	M.	V. K.	M.	V. K.	M.
Greutatea proprie	m	0,0790	0,1030	—0,0749	—0,0773	0,0775	0,0668
	n	0,2557	0,0532	0,2500	0,2500	—0,0616	—0,0532
Greutatea lichidului	m	0,0790	0,1030	—0,0749	—0,0773	0,0775	0,0668
	n	—0,2220	—0,4245	—0,0696	—0,0686	—0,2210	—0,2125
Greutatea umpluturii	m	0,1340	0,1580	—0,1380	—0,1404	0,1478	0,1371
	n	0,2290	0,0265	0,5000	0,5000	—0,0350	—0,0265

In tabela 2 se ilustrează diferenţele la care conduc în calculul solicitărilor două din ipotezele cele mai curent folosite şi anume ipoteza distribuţiei radiale a lui Klein, notată K., şi ipoteza distribuţiei uniforme a reacţiunilor verticale a lui Marquardt, notată M. Se consideră un unghi de rezemare $2\alpha = 90^0$.

Se observă că diferenţele maxime de cca. 30% între momentele încovoietoare apar în secţiunea de la talpă. Drept caracteristică trebuie să fie considerată însă diferenţa de 18% la valoarea momentelor încovoietoare produse de greutatea umpluturii în secţiunea de la talpă.

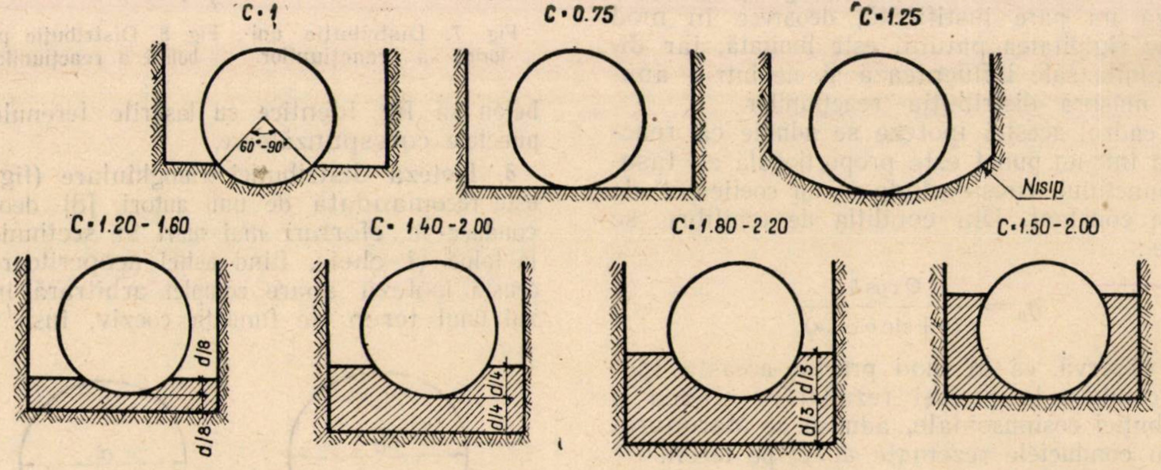


Fig. 11. Capacităţi portante pentru diferite moduri de rezemare, după Marston.

In afara analizei teoretice a condiţiilor de fundare ale conductelor, se citează în literatură [1] o metodă de comparaţie experimentală între diferitele condiţii de rezemare. Astfel încă în 1930 Marston a realizat în Statele Unite o serie de încercări asupra unor tronsoane de conductă, pentru a compara capacitatea lor portantă pentru diferitele moduri de rezemare. Încercările s-au făcut atît pentru conducte rezemate direct pe teren cît şi pentru conducte rezemate pe un pat de beton. Sarcina se transmitea la cheia conductei prin intermediul unor lăzi umplute cu nisip şi al unor piese care făceau să crească încărcarea pînă în momentul apariţiei fisurilor. Considerîndu-se drept capacitate portantă unitară capacitatea unei conducte cu caracteristicile din prima schiţă din fig. 11, s-au determinat capacităţile portante relative pentru diferite condiţii de rezemare, aşa cum rezultă din celelalte schiţe din aceeaşi figură.

Concluziile încercărilor efectuate au fost următoarele:

α. Lărgirea fundaţiei conductei (mărirea unghiului de rezemare) conduce la o uniformizare a reacţiunilor şi deci la o creştere a capacităţii portante a conductei.

β. Patul de beton măreşte capacitatea portantă a conductei cu 50%—100%.

γ. La grosimi curente, patul de beton fisurează odată cu conducta. În cazul unor terenuri de fundaţie tasabile trebuie luată în consideraţie execuţia unui pat de beton armat de grosime mică.

În cele de mai sus s-a scos în evidenţă influenţa condiţiilor de rezemare asupra comportării statice a unei conducte şi diferenţele sensibile între solicitări în cadrul diverselor ipoteze. În stadiul actual al problemei nu se pot face recomandări pentru adoptarea uneia din ele, rămînînd ca, prin observaţii sistematice asupra lucrărilor în curs şi printr-un vast program de experienţe în laborator, să se tragă concluzii valabile în această privinţă.

În legătură cu condiţiile de rezemare, este cazul să se sublinieze încă un aspect al problemei, şi anume influenţa condiţiilor de rezemare pe direcţia longitudinală a conductei. Într-adevăr, cînd este vorba de conducte fundate pe terenuri de natură diferită, sau îngropate în ramblee peste care pot circula sarcini mari, apar uneori solicitări în sens longitudinal, a căror acţiune nu trebuie neglijată. O examinare din acest punct de vedere, considerînd conducta ca o grindă continuă pe mediu elastic, este de strictă necesitate. În acest mod s-ar putea obţine o imagine mai cuprinzătoare a comportării conductelor îngropate şi, ca urmare, s-ar putea realiza lucrări care să reziste în bune condiţii şi solicitărilor longitudinale.

2. Reacţiunile elastice ale umpluturii

Asupra unei conducte îngropate mai acţionează, în afara solicitărilor obişnuite, şi reacţiunile elastice ale pămîntului de umplutură înconjurător.

Într-o serie de lucrări recente, diferiţi autori au căutat să elaboreze metode de calcul care să ia în consideraţie efectul acestor reacţiuni, pe baza teoriilor construcţiilor pe mediu elastic. Astfel, rezolvări teoretice ale problemei, considerînd conducta îngropată într-un mediu elastic, infinit şi izotrop, au fost date de Hetenyi [2] şi apoi de Emelianov [6]. Ambele metode au ca punct de plecare teoria lui Winkler asupra proporţionalităţii dintre reacţiuni şi deformaţii. Dintre cele două metode, cea a lui Emelianov are o importanţă practică mai mare, deoarece permite un calcul mai rapid şi mai uşor adaptabil aspectelor inginereşti ale problemei.

În cele ce urmează se arată ipotezele şi rezultatele la care se ajunge prin metoda Emelianov.

Se consideră că sarcinile care acţionează asupra conductei se pot descompune într-o componentă normală p şi una tangenţială p_1, iar rezistenţele elastice ale mediului se descompun de asemenea într-o componentă normală S şi una tangenţială S_1.

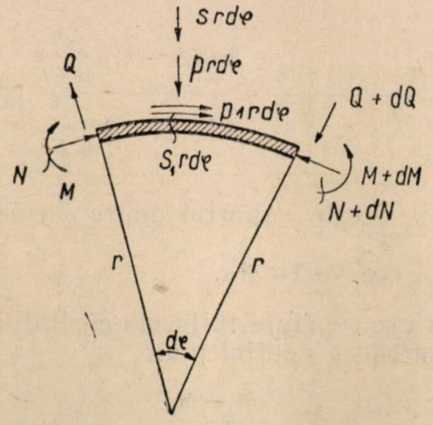


Fig. 12. Solicitările care acţionează asupra unui element din peretele unei conducte.

Se consideră:

$$S = -kw; \quad S_1 = -k_1 u$$

unde s-a notat:

w — deformaţia radială a peretelui conductei într-un punct;
u — deformaţia tangenţială a peretelui conductei într-un punct;
k, k_1 — coeficienţii de rezistenţă elastică.

Pornindu-se de la ecuaţia diferenţială a fibrei medii deformate a unui cilindru cu pereţi subţiri :

$$\frac{d^2 w}{d\varphi^2} + w = -\frac{Mr^2}{EI}$$

şi considerînd relaţiile ce rezultă din ecuaţiile de echilibru aplicate elementului din fig. 12, se obţin prin integrare expresiile deformaţiilor şi deci şi cele ale solicitărilor din peretele conductei.

Pentru cazul unei conducte supuse la acţiunea unor sarcini uniform distribuite verticale şi orizontale (fig. 13) se obţin astfel următoa-

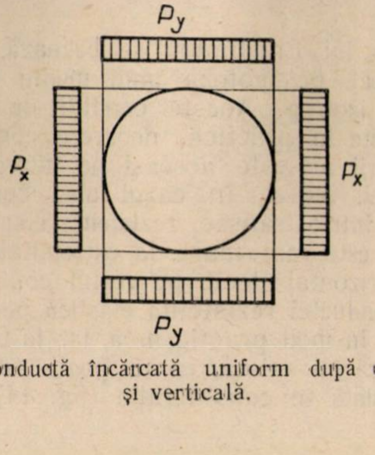


Fig. 13. Conductă încărcată uniform după orizontală şi verticală.

rele expresii ale solicitărilor într-un punct de coordonată unghiulară φ:

$$M = p_y r^2 \frac{(1-\eta)\cos 2\varphi}{4 + (4k + k_1)\frac{r^4}{9\,EI}}$$

$$N = p_y r \left[\frac{1+\eta}{2} + \frac{1-\eta}{2} \cdot \frac{4+(2k-k_1)\frac{r^4}{9\,EI}}{4+(4k+k_1)\frac{r^4}{9\,EI}} \cos 2\varphi \right]$$

în care $\eta = \frac{p_x}{p_y}$ este raportul dintre sarcina orizontală și cea verticală.

Pentru a se exprima influența mediului elastic, se introduce coeficientul:

$$\beta = \frac{M_1 - M_0}{M_1},$$

în care:

M_1 — momentul înconvoietor cînd nu se ia in considerație reacțiunea mediului elastic;

M_0 — momentul încovoietor cînd se ia în considerație reacțiunea elastică radială (cea tangențială se neglijează în general).

Introducînd valorile lui M_0 și M_1, se obține expresia:

$$\beta = \frac{1}{1 + \frac{9\,EI}{kr^4}}$$

Pentru conducte cu pereți subțiri se poate considera raza interioară aproximativ egală cu cea exterioară. Notîndu-se raportul dintre grosimea peretelui și rază $\frac{h}{r} = \varepsilon$, se obține:

$$\beta\% = \frac{100\ r}{r + \frac{1{,}2 \times 10^5}{k}\varepsilon^3}$$

Teoria lui Emelianov se bazează, așa cum s-a arătat, pe ipoteza unui mediu elastic infinit și izotrop. Aceste condiții nu sînt însă îndeplinite în practică, deoarece compactitatea umpluturii nu este aceeași pe întreg conturul conductei. Astfel, în cazul unei conducte îngropate într-o tranșee, rezistența elastică a umpluturii este mai mare la extremitățile diametrului orizontal decît pe restul conturului. La cheia conductei rezistența elastică poate fi considerată în mod practic nulă, iar la talpă, unde umplutura nu există, ea nu poate de asemenea să fie luată în considerație (fig. 14).

Ținînd seama de aceste considerente, apar ca justificate și teorii mai aproximative, care pot reflecta însă mai corect condițiile în care umplutura reacționează elastic la deformațiile unei conducte îngropate într-o tranșee. O astfel de teorie a fost dezvoltată de Klein [5], pornind de la următoarele ipoteze simplificatoare:

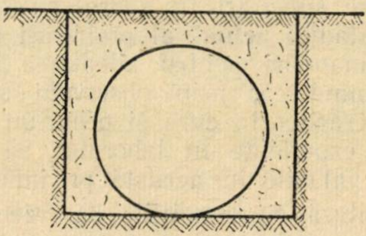


Fig. 14. Conductă îngropată în tranșee.

α. Solicitările care acționează asupra conductei sînt simetrice atît în raport cu diametrul orizontal cît și cu cel vertical. Deformațiile respectă și ele aceeași simetrie.

β. Reacțiunile elastice ale umpluturii acționează orizontal și sînt repartizate după o parabolă patratică, conform expresiei $q_\theta = q_0 \sin^2 \theta$ (fig. 15).

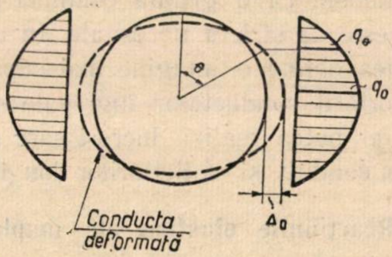


Fig. 15. Reacțiunile elastice, după Klein.

γ. Reacțiunea elastică maximă q_0 este proporțională cu alungirea razei orizontale, admițîndu-se un coeficient de tasare k.

Pentru determinarea valorii coeficientului de tasare, Klein adaptează o ipoteză a lui Davîdov [4], considerînd umplutura din tranșee ca alcătuită dintr-o serie de bare orizontale rezemate pe conductă și pe pereții tranșeei (fig. 16). Aplicînd barei de lungime $\frac{B-D_1}{2}$ legea lui Hooke și admițînd proporționalitatea dintre rezistențe și deformații, rezultă:

$$k = \frac{2\,E_u}{B - D_1}$$

unde E_u este modulul de deformație al umpluturii.

În acest mod, coeficientul de tasare al umpluturii apare ca o funcție de lățimea tranșeei, valoarea sa fiind cu atît mai mare cu cît spațiul ce se lasă de cele două părți ale conductei este mai mic.

Pe baza ipotezelor admise de Klein, şi cu aceleaşi notaţii care au fost folosite în teoria lui Emelianov, se ajunge la expresia coeficientului de reducere a momentelor încovoietoare:

$$\beta^0/_0 = \frac{100\,r}{r + \frac{1{,}92 \times 10^5}{k}\varepsilon^3}$$

Se constată că expresiile coeficientului β în teoriile lui Emelianov şi Klein sînt identice, diferenţa constînd numai în valoarea coeficientului de la numitor. În tabela 3 se dau valorile coeficientului β în procente, după cele două teorii. Se consideră un coeficient de tasare $k = 2{,}0$ kg/cm³ şi o conductă cu raza $r = 100$ cm.

Tabela 3

$\varepsilon = \frac{h}{r}$ Ipoteza	0,10	0,15	0,20	0,25
Emelianov	62,8	33,0	17,3	9,8
Klein	51,5	23,6	11,5	6,3

Aşa cum rezultă din tabela 3, reducerile solicitărilor din peretele conductei sub acţiunea rezistenţelor elastice pot fi, teoretic, foarte mari, mai ales pentru conducte subţiri. Importanţa practică a acestor reduceri este însă discutabilă, deoarece problema prezintă şi alte aspecte de care trebuie să se ţină seama. Astfel, se observă că rezistenţele elastice ale umpluturii intră efectiv în acţiune abia în momentul cînd deformaţiile conductei depăşesc o anumită valoare absolută. Această observaţie se bazează pe rezultatele unei serii de determinări experimentale făcute de Marston [1] asupra unor conducte cu diametre variabile între 457 şi 914 mm. La aceste conducte s-au înregistrat deformaţii de numai 0,6—1,6 mm înainte de fisurare, constatîndu-se că numai după fisurare deformaţiile cresc rapid. Ţinînd seama de aceasta, pare greu de admis că deformaţii atît de mici în valoare absolută nu ar putea fi preluate de un teren de umplutură relativ afînat; se poate presupune că abia după fisurare pot apărea rezistenţe elastice apreciabile. O astfel de presupunere ar conduce însă la concluzia că o reducere a solicitărilor nu ar mai putea fi luată în mod practic în consideraţie, deoarece ea ar avea loc numai după ce conducta a fisurat. Ori, acest fenomen se evită în mod expres chiar prin dimensionare.

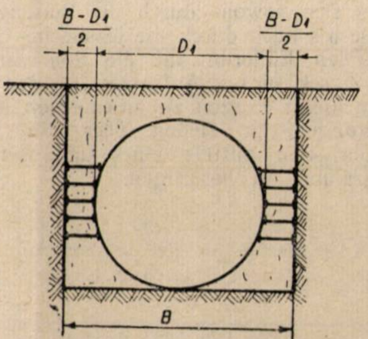


Fig. 16. Ipoteza lui Klein asupra reacţiunilor elastice

Din cele de mai sus rezultă că actualmente nici problema influenţei reacţiunilor elastice ale umpluturii nu este perfect lămurită. Totuşi ea trebuie luată în considerare în calculele practice cu atît mai mult cu cît ea poate conduce la reduceri ale dimensiunilor conductelor.

3. Concluzii

In articolul de faţă s-au analizat unele aspecte referitoare la influenţa reacţiunilor fundaţiei şi a reacţiunilor elastice ale umpluturii asupra comportării statice a conductelor de beton armat. Tabelele comparative care au fost prezentate au avut scopul de a ilustra faptul că aplicarea unei sau altei ipoteze de calcul, conduce în general la rezultate diferite. Acestea, la rîndul lor, au o influenţă directă asupra dimensiunilor şi deci asupra costului unei conducte.

Deoarece lucrările prevăzute a se executa în ţara noastră comportă investiţii importante în conducte de toate tipurile, considerăm că o reexaminare a problemelor expuse mai sus nu ar fi lipsită de interes. Pentru a se stabili însă într-o formă cît mai apropiată de realitate influenţa mediului elastic, credem că este necesar a se efectua un larg program experimental. Rezultatele încercărilor ar permite o analiză critică a ipotezelor admise astăzi în calcule şi în acelaşi timp ar putea constitui baza unor noi consideraţii teoretice de mare utilitate. Un astfel de program ar cuprinde:

a) Determinarea, pentru un număr suficient de mare de conducte, a distribuţiei reacţiunilor pe patul de beton, atît pentru fundaţii coezive cît şi necoezive. Se va urmări exprimarea sub o formă analitică generală a acestei distribuţii, calculîndu-se apoi solicitările în secţiunile conductei.

b) Determinarea formei şi dimensiunilor optime ale patului de beton. Pentru aceasta ar urma să se efectueze o serie de încercări asupra unor conducte de acelaşi diametru, aşezate pe paturi de dimensiuni şi forme diferite, determinîndu-se capacitatea lor portantă pînă în momentul apariţiei fisurilor.

c) Determinarea influenţei reacţiunilor elastice ale umpluturii asupra solicitărilor din conductă. Se propune determinarea directă a unor coeficienţi globali de reducere, care să ţină seama de dimensiunile tranşeei şi de compactitatea umpluturii. În acest scop ar urma să se determine capacitatea portantă a unei serii de conducte aşezate în tranşee de diferite dimensiuni şi cu umplutura pusă în operă cu diferite grade de compactitate. Valorile astfel obţinute s-ar compara cu capacitatea portantă a unor conducte martor de acelaşi diametru, care ar fi supuse la aceeaşi încărcare, însă la suprafaţa terenului.

Pentru a fi concludent, acest program presupune existenţa mijloacelor materiale pentru confecţionarea unui număr suficient de conducte de probă, precum şi pentru procurarea dispozitivelor de încercare şi a aparaturii de măsură. Pentru uşurarea efortului financiar, încercările ar putea fi efectuate sub auspiciile departamentelor şi întreprinderilor interesate, cu colaborarea catedrelor de specialitate din cadrul Institutului de Construcţii. Rezultatele unui astfel de program de cercetări ar putea contribui la realizarea unui progres în proiectarea corectă şi economică a conductelor de beton armat.

Bibliografie

[1] *E. Marquardt:* Rohrleitungen und geschlossene Kanäle — Handbuch für Eisenbetonbau, Emperger, Berlin 1934.

[2] *M. Hetenyi,* Beams on elastic foundation, Michigan 1946.

[3] *L. Bendel:* Ingenieurgeologie, Wien 1949.

[4] *S. Davîdov:* Calculul şi proiectarea construcţiilor subterane, Moscova 1950.

[5] *G. K. Klein:* Calculul conductelor îngropate în pămînt, Moscova 1951.

[6] *L. M. Emelianov:* Despre calculul conductelor cu pereţi subţiri îngropate în pămînt, Hidrotehnica şi Melioraţia nr. 10/1952.

[7] *A. Guerrin — G. Daniel:* Le calcul des tuyaux en béton armé et non armé, Paris 1952.

[8] *N. L. Burdzgla:* Noile construcţii ale conductelor şi tunelelor hidrotehnice, Moscova 1954.

★

ПО ВОПРОСУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТРУБ НА УПРУГОЙ СРЕДЕ

В вопросе статического расчета железобетонных воздушных или подземных труб существует целый ряд неопределенностей, которые не могли быть устранены многочисленными, в основном теоретическими и в меньшей степени опытными исследованиями. Эти неопределенности касаются главным образом влияния на трубы упругой среды, влияние проявляющееся как в виде упругой реакции грунта основания на постельную плиту, так в виде упругой реакции окружающего грунта насыпи на стенки труб. Целью этой статьи является рассмотрение настоящей стадии этих расчетных неопределенностей путем широкой программы опытов.

EISENBETONROHRLEITUNGEN AUF ELASTISCHER UNTERLAGE

Die Frage der statischen Berechnung von freien oder unterirdischen Eisenbetonrohrleitungen birgt noch eine Reihe Unklarheiten, die trotz zahlreicher Untersuchungen noch nicht beseitigt wurden. Diese Unklarheiten beziehen sich besonders auf dem von der elastischen Umgebung auf die Rohrleitungen ausgeübten Einfluss, die sich sowohl durch die Bodengegendrücke auf die Sohle als auch durch die elastische Gegendrücke der umgebenden Füllerde auf die Rohrwandung auswirkt. Der Zweck dieses Aufsatzes ist das gegenwärtige Stadium dieser Fragen zu untersuchen und gewisse Schlussfolgerungen zu ziehen über die Möglichkeit diese Unklahrheiten mittels eines umfassenden Experimentalprogramms zu beseitigen.

Modelarea hidraulică a debitului solid

Ing. aspirant S. Solomon

Aspectul cel mai complex al problemei modelării albiilor de rîu în stare naturală, sau, după ce a fost construită o lucrare în albia respectivă, este modelarea debitului solid. Problema dinamicii aluviunilor este complexă și rezolvată pînă în prezent numai parțial. Cu atît mai puțin se poate considera ca rezolvată problema sub aspectul similitudinii și al modelării. Literatura are, în general, față de acest aspect al modelării hidrotehnice o atitudine rezervată și se pot întîlni ipoteze și recomandări foarte variate, bazate în multe cazuri pe considerarea unilaterală sau, în orice caz, incompletă a fenomenului.

In problemele de modelare a debitului solid se deosebesc două grupe mari de probleme:

1) problemele de modelare a construcțiilor hidrotehnice (noduri hidrotehnice sau construcții separate, ca de exemplu prize, decantoare etc.) sau a albiilor de rîuri, fie în stare naturală, fie regularizate, ținînd seamă de efectul deplasării aluviunilor și

2) probleme de modelare a diferitelor fenomene izolate ale dinamicii aluviunilor (antrenarea particulelor în suspensie și depunerea lor, deplasarea valurilor de pietriș etc.).

Rezolvarea problemelor din prima grupă constituie un ajutor direct foarte important dat practicii. Trebuie însă remarcat că, în studiul actual al dezvoltării tehnicii de laborator, modelarea debitului solid în cadrul unui ansamblu hidrotehnic sau hidrologic prezintă — în majoritatea cazurilor — dificultăți extrem de mari provenite din următoarele cauze:

a) imposibilitatea practică a respectării simultane a criteriilor de similitudine (despre care se va vorbi mai jos) și chiar necesitatea de a renunța — datorită mijloacelor tehnice limitate — la similitudinea geometrică și

b) cunoașterea insuficientă a condițiilor hidrologice naturale, în special în ce privește aluviunile și, prin urmare, imposibilitatea prevederii lor pentru a putea supune construcția model condițiilor naturale în care va avea de funcționat.

Aceasta face ca modelarea debitului solid în cadrul construcțiilor hidrotehnice să dea, în general, răspunsuri aproximative, cel mult calitative, la problemele care interesează pe proiectant.

Rezolvarea problemelor din grupa a doua — studiul separat, analitic al fenomenelor dinamicii debitului solid cu ajutorul experiențelor de laborator — se poate face în condiții științifice și tehnice mult mai favorabile. Trebuie remarcat însă că, în cazul mișcării aluviunilor în albie, legile care caracterizează fenomenul total nu se pot obține din suprapunerea legilor fenomenelor parțiale. Datorită interacțiunii între albie și curentul în cadrul căruia se deplasează, pe de o parte se pun în mișcare, iar pe de altă parte, se depun tot timpul particule de debit solid de diferite dimensiuni și se modifică atît curentul cît și albia. In mod corespunzător apare un fenomen calitativ nou în raport cu fiecare dintre fenomenele amintite, ale cărui legi nu se pot obține din combinarea într-un mod oarecare a fenomenelor componente. Aceasta însă nu micșorează importanța științifică și practică a unor astfel de cercetări. Ele sînt de mare însemnătate atît pentru problemele de modelare a construcțiilor, arătînd criteriile de similitudine care trebuie respectate pentru a obține o apropiere cît mai mare între model și natură, și pot da chiar soluția integrală a problemei în cadrul construcțiilor hidrotehnice de factură mai simplă, în care un anumit fenomen este hotărîtor (de exemplu, denisipatoarele și decantoarele).

1. Condiții de similitudine dinamică a aluvinilor de fund

Se admite, în prezentul paragraf, că se menține similitudinea geometrică.

Similitudinea geometrică a aluviunilor poate fi menținută însă numai între limitele în care diametrul redus al aluviunilor de pe model nu conduce la formarea unei suspensii coloidale sau la aglomerarea granulelor sub formă de bulgări, modificînd astfel diametrul real al aluviunilor.

Similitudinea dinamică a aluviunilor de fund implică similitudinea forțelor ascensionale F_a, presiunii laterale P asupra particulei și greutății particulei G. Relația între aceste forțe în momentul punerii în mișcare a particulelor este:

$$(G-F_a)f=P, \tag{1}$$

f fiind coeficientul de frecare.

Ecuația de mai sus se explicitează astfel:

$$\left[\frac{\pi}{6}d^3\,g\,(\rho_s-\rho)-C\,\rho\,d^2\,\bar{v}^2\right]f=A\,\mu\,d\bar{v}+B\,\rho\,d\bar{v}^2, \tag{2}$$

în care ρ_s este densitatea aluviunilor, iar A, B și C sînt constante. Structura termenilor din partea stîngă a ecuației rezultă din considerente dimensionale.

In cazul regimului turbulent(de care ne folosim de altfel pentru a avea similitudine hidrodinamică), termenul care conține viscozitatea nu are influență apreciabilă, astfel încît ecuația (2) devine:

$$\frac{\bar{v}^2}{gd\left(\frac{\rho_s-\rho}{\rho}\right)}=\frac{\pi}{6}\,f\,\frac{1}{B+Cf}. \tag{3}$$

Experiențele arată că f variază în funcție de rugozitatea relativă $\left(\frac{h}{d}\right)$. Pentru nisip, reproducem după I. I. Levi (Izvestia VNIIG, vol. 48/52) relația:

$$\frac{\bar{v}}{\sqrt{gd\left(\frac{\rho_s-\rho}{\rho}\right)}}=1{,}4\left(\frac{h}{d}\right)^{0{,}2}, \tag{4}$$

Insă, în general:

$$\frac{\bar{v}}{\sqrt{gd\left(\frac{\rho_s-\rho}{\rho}\right)}}=F\left(\frac{h}{d}\right). \tag{5}$$

Dacă admitem că $\frac{\rho_{sm}-\rho_m}{\rho_m}=\frac{\rho_{sn}-\rho_n}{\rho_n}$, adică în cazul cînd întrebuințăm pe model aluviuni cu aceeași densitate cu aluviunile din natură, respectînd criteriul Froude, $\lambda_v=\sqrt{\lambda_l\lambda_g}$ ținînd seamă că $\frac{\lambda_h}{\lambda_d}=1$, din similitudinea geometrică, rezultă că

$$\frac{\lambda_v}{\sqrt{\lambda_g\,\lambda_d\,\lambda_{\frac{\rho_s-\rho}{\rho}}}}=\lambda_F\left(\frac{h}{d}\right) \tag{6}$$

este o condiție îndeplinită.

Deci, în cazul similitudinii geometrice, admițînd și respectînd criteriul lui Froude, avem similitudine dinamică pentru aluviunile de fund *).

Trebuie subliniat însă că cele de mai sus sînt valabile numai pentru aluviunile tîrîte și rostogolite pe fund. Acele aluviuni care se mișcă prin salturi, ajungînd uneori la distanțe importante de fund, sau chiar în suspensie, nu satisfac condițiile de similitudine dinamice în același mod, decît în cazul cînd dimensiunea lor pe model este mai mare decît 2,3 mm. Pentru a evita repetițiile, explicația acestei limitări va fi dată în paragraful următor.

2. Condițiile de similitudine dinamică a aluviunilor în suspensie

La modelarea aluviunilor în suspensie trebuie să ținem seamă, în primul rînd, de asigurarea similitudinii vitezelor corespunzătoare turbidității critice. Noțiunea de turbiditate critică se definește ca turbiditate limită corespunzătoare unei viteze date. Dacă, dintr-o cauză oarecare, turbiditatea critică este depășită, se vor produce depuneri; în caz contrar, se vor produce eroziuni. Este evident că asigurarea similitudinii vitezei critice este esențială pentru modelarea aluviunilor în suspensie. Vom arăta într-un articol viitor că pentru rîurile din țara noastră, în zonele cursului mediu și inferior, turbiditatea variază puțin în jurul turbidității critice.

Pentru determinarea turbidității critice s-au propus o serie de formule, dintre care cea a lui Zamarin dă pentru rîurile din țara noastră rezultatele cele mai bune. Totuși, în cele ce urmează vom utiliza formula rezultată din teoria gravitațională, care, spre deosebire de formula Zamarin, este justă din punct de vedere dimensional:

$$s_{cr} = \frac{2\,\bar{v}^3}{kc^2\,R\,\dfrac{\rho_s-\rho}{\rho_s}\,w_0}, \qquad (7)$$

din care:

$\bar{v}$ este viteza medie;
k — un coeficient de randament;
c — coeficientul lui Chezy;
R — raza hidraulică;
ρ_s — densitatea aluviunilor;
ρ — densitatea apei;
w_0 — mărimea hidraulică a aluviunilor (viteza uniformă de cădere în apă liniștită).

Ținînd seamă că:

$$\bar{v}^2 = c^2\,RI,$$

formula (7) se poate scrie:

$$s_{cr} = \frac{2\bar{v}\,I}{K\,\dfrac{\rho_s-\rho}{\rho_s}\,w_0}. \qquad (7')$$

Pentru a avea asigurată similitudinea turbidității critice, trebuie să avem:

$$\lambda_{s_{cr}} = \frac{s_{cr_m}}{s_{cr_n}} = \frac{\lambda_{\bar{v}}\,\lambda_I}{\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho_s}}\,\lambda_{w_0}} = \text{const.}, \qquad (8)$$

k fiind $\approx$ constant.

Dar, în cazul similitudinii geometrice, $\lambda_I = 1$, astfel încît, în acest caz

$$\lambda_{s_{cr}} = \frac{\lambda_{\bar{v}}}{\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho_s}}\,\lambda_{w_0}} = \text{const}, \qquad (9)$$

În legătură cu condiția de similitudine (9) deosebim două cazuri *):

a) $d_n > 0{,}23$ cm $\quad d_m > 0{,}23$ cm
și
b) $d_n \geqslant 0{,}23$ cm $\quad d_m < 0{,}23$ cm

Pentru cazul *a*) vom avea și pentru model și pentru natură pentru w_0, expresia:

$$w_0 = 0{,}875\sqrt{gd\left(\frac{\rho_s-\rho}{\rho}\right)} \quad [\text{cm/s}]. \qquad (10)$$

In acest caz, admițînd $\rho_{s_m} = \rho_{s_n}$,

$$\lambda_w = \sqrt{\lambda_g\,\lambda_d}.$$

Cum din $\rho_{sm} = \rho_{sn}$ rezultă și $\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}} = 1$ și $\lambda_{\bar{v}} = \sqrt{\lambda_g\lambda_l}$, iar $\lambda_l = \lambda_d$ (similitudinea geometrică) vom avea:

$$\lambda_{s_{cr}} = \text{const.} = 1 \qquad (11)$$

(pentru d_m, $d_n > 0{,}23$ cm și $\lambda_{\varrho_s} = 1$).

Rezultă că, în cazul similitudinii geometrice, cu respectarea criteriului lui Froude și întrebuințînd pe model aluviuni avînd aceeași densitate cu aluviunile din natură, pentru aluviunile care depășesc pe model diametrul de 0,23 cm, se obține pe model o turbiditate egală cu cea din natură.

În cazul cînd $\rho_{sm} \neq \rho_{sn}$,

$$\lambda_{s_{cr}} = \frac{1}{\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho_s}}\,\lambda^{\frac{1}{2}}_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}}. \qquad (12)$$

și ρ_{s_m} se alege în consecință.

Trecem la cazul *b*. Pentru particulele de aluviuni cu un diametru $d < 0{,}23$ mm, w_0 este dependent și de viscozitate.

Forma generală a expresiei lui w_0 este, în acest caz:

$$w_0 = k_d\,g^{\alpha_d}\,d^{\beta_d}\left(\frac{\rho_s-\rho}{\rho}\right)^{\gamma_d}\nu^{\delta_d}, \qquad (13)$$

în care k_d, α_d, β_d, γ_d, δ_d, sînt parametri admiși a fi constanți între anumite limite ale lui *d*, după cum urmează:

d	$<0{,}015$	$0{,}015<d<0{,}065$	$0{,}065<d<0{,}23$	$d<0{,}23$ cm
k_d	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{5{,}5}$	$\frac{1}{2{,}5}$	0,875
α_d	1	0,66	0,57	0,5
β_d	2	1	0,7	0,5
γ_d	1	0,66	0,57	0,5
δ_d	—1	—0,33	—0,13	0

---

*) De fapt, ecuația (6) transcrie numărul lui Froude la aluviuni, luînd ca dimensiune caracteristică pe *d*.

*) Admitem în cele ce urmează pentru calculul lui w_0, expresiile date de TU 24—110—48 („Condiții tehnice pentru calculul și proiectarea decantoarelor").

Trecînd prin modelare de la un diametru d_n la un diametru $d_m < 0{,}23$ cm, vom avea, în cazul general, cînd în acest mod se trece de la diametre cuprinse în cadrul unor limite la diametre cuprinse în cadrul altor limite:

$$\lambda_{w_0} = \frac{k_{d_m}}{k_{d_n}} g^{\alpha_{d_m} - \alpha_{d_n}} \frac{d_m^{\beta_{d_m}} \left(\frac{\rho_{s_m} - \rho}{\rho}\right)^{\gamma_{d_m}}}{d_n^{\beta_{d_n}} \left(\frac{\rho_{s_n} - \rho}{\rho}\right)^{\gamma_{d_n}}} \nu^{\delta_{d_m} - \delta_{d_n}} \quad (14)$$

Înlocuind în ecuația (9) și punînd condiția const $= 1$ (pentru a putea folosi în domeniul $d_m, d_n > 0{,}23$ cm aluviuni cu aceeași densitate pe model și natură), obținem:

$$\sqrt{\lambda_g \lambda_l} = \frac{k_{d_m}}{k_{d_n}} g^{\alpha_{dm} - \alpha_{d_n}} \frac{d_m^{\beta_{dm}} \left(\frac{\rho_{sm} - \rho}{\rho}\right)^{\gamma_{d_m}}}{d_n^{\beta_{dn}} \left(\frac{\rho_{sn} - \rho}{\rho}\right)^{\gamma_{d_n}}} \nu^{\delta_{d_m} - \delta_{d_n}} \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}} . \quad (15)$$

Din formula (15) rezultă că, pentru a asigura similitudinea turbidității critice pentru aluviuni care pe model au diametre mai mici decît 0,23 cm, trebuie să se modifice densitatea aluviunilor, și anume, în mod diferențiat în funcție de d.

Se vede dar că, pentru a avea similitudinea turbidității critice, este necesar ca pe model să se utilizeze aluviuni cu o greutate specifică mai mare decît în natură. Se observă ușor din formula (15) că, cu cît λ_l este mai mic, cu atît greutatea specifică a aluviunilor de pe model trebuie să fie mai mare. Din această cauză este foarte greu, din punct de vedere practic, să se adopte similitudinea geometrică mărind greutatea specifică a aluviunilor de model. Inafară de problema densității, se pune și problema intervenției unor forțe de altă natură decît cele luate în considerație de noi în problema aluviunilor, în cazul cînd se întrebuințează pulberi foarte fine ca model a aluviunilor (coeziunea, mișcarea browniană, forțe electrochimice etc.) *).

Din aceste cauze apare ca nerațională utilizarea similitudinii geometrice și pentru aluviuni în cazul cînd sîntem nevoiți să utilizăm pe model particule mai mici decît 0,23 cm. Se înțelege că, practic, în orice problemă vom întîlni și o cantitate de aluviuni în natură care, modelate, dau aluvuni sub 0,23 cm; dacă însă cantitativ ele sînt reduse — sub 10—15% din totalul aluviunilor — ele pot fi modelate deformat fără precauții speciale. O astfel de situație nu o putem întîlni decît în cazul modelării proceselor din albii de rîuri de munte și unde utilizăm o scară mare

$$\left(\frac{1}{10} - \frac{1}{20}\right)$$

În alte situații vom fi nevoiți să renunțăm la similitudinea geometrică a aluviunilor, mărind pe λ_d în raport cu λ_l și modificînd în așa mod pe λ_{ϱ_s}, încît să păstrăm similitudinea turbidității critice. Această problemă va fi analizată în paragraful următor.

In încheiere să examinăm condițiile care trebuie îndeplinite pe model și în natură, în cazul cînd se întrebuințează lichide diferite ($\nu_n \neq \nu_m$), pentru a avea similitudinea turbidității critice.

Vom porni de la ecuația care dă expresia generală a lui w_0 sub forma:

$$w_0 = \sqrt{gd} \frac{\sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}}}{\sqrt{0{,}105 + \frac{2}{\text{Re}} + \frac{2{,}2656}{\pi} \operatorname{arctg} \sqrt{\frac{2}{\text{Re}}}}}, \quad (16)$$

în care $\text{Re} = \frac{w_0 d}{\nu}$.

Se vede imediat că:

dacă $\rho_{s_m} = \rho_{s_n}$ și $\text{Re}_m = \text{Re}_n$ (atît pentru albie cît și pentru aluviuni):

$$\lambda_{w_0} = \sqrt{\lambda_g \lambda_d} . \quad (17)$$

Dacă $\text{Fr}_m = \text{Fr}_n$ (atît pentru albie cît și pentru aluviuni)

$$\lambda_{\bar{v}} = \sqrt{\lambda_g \lambda_l},$$

iar dacă $\lambda_l = \lambda_d$,

$$\lambda_{w_0} = \lambda_{\bar{v}}$$

și

$$\lambda_{s_{cr}} = 1.$$

Rezultă că, în cazul similitudinii geometrice, a utilizării unei densități egale pentru aluviuni pe model și în natură, în cazul cînd se obține constanța numerelor Froude și Reynolds pe model și în natură, se obține similitudinea turbidității critice. Însă, după cum se știe, satisfacerea simultană a criteriilor lui Froude și Reynolds este imposibilă în condițiile tehnice actuale.

In concluzie:

a. Similitudinea dinamică a aluviunilor se realizează pentru orice dimensiuni de aluviuni, menținînd densitatea aluviunilor egală pe model și în natură, dacă se obține egalitatea numerelor lui Froude și Reynolds pentru model și natură.

b. Similitudinea dinamică a aluviunilor se realizează numai pentru dimensiuni de aluviuni pe model mari — de 0,065 cm (riguros 0,23), cu păstrarea egalității densității aluviunilor pe model și în natură și respectînd criteriul de similitudine al lui Froude, cu condiția ca $\text{Re}_m, \text{Re}_n > \text{Re}_{cr}$.

c. Similitudinea dinamică a aluviunilor pentru particule mai mici decît 0,23 cm pe model se obține, în cazul similitudinii geometrice a aluviunilor și al respectării criteriului de similitudine al lui Froude (cu condiția ca $\text{Re}_m, \text{Re}_n > \text{Re}_{cr}$, prin mărirea densității aluviunilor de pe model după anumite legi.

★

Dificultățile de spațiu și utilaj întîmpinate în modelarea albiilor deformabile de rîuri, în legătură cu condițiile limită semnalate în paragrafele precedente, au făcut ca diverși autori să propună sisteme de modelare în care să nu se mai respecte riguros similitudinea geometrică.

Nerespectarea similitudinii geometrice conduce în mod cert la imposibilitatea obținerii similitudinii dinamice. In general, în acest mod nu se pot obține decît rezultate calitative. Totuși, deformarea modelului după anumite principii bazate pe analiza legilor proceselor de deformare a albiilor, ne poate conduce la obținerea de rezultate valabile cantitativ pentru un anumit fenomen studiat, independent de faptul că în ansamblu nu avem similitudine dinamică.

---

*) După Samov, aceste forțe intervin în cazul diametrelor sub 0,05 mm.

Abaterea de la similitudinea geometrică se poate face în două moduri:

a) $\lambda_l \neq \lambda_d$;

b) $\lambda_l \neq \lambda_h$ (inclusiv $\lambda_l \neq \lambda_d$) (λ_h— scara lungimilor pe verticală).

Vom analiza succesiv aceste două cazuri.

3. Modelarea cu deformarea scării aluviunilor

Modelarea unei albii de rîu, acceptînd inegalitatea între scara aluviunilor λ_d și scara lungimilor, se face, în general, în sensul măririi lui λ_d în raport cu λ_l, micșorînd în mod corespunzător pe λ_{ϱ_s} (care, după cum am văzut, în cazul similitudinii geometrice, are valori egale sau mai mari decît unitatea).

In acest scop se întrebuințează ca aluviuni pe model cărbuni, firimituri de materiale plastice, rumeguș de lemn macerat etc.

Să examinăm ,întîi, problema aluviunilor de fund. Vom pleca tot de la ecuația (6):

$$\frac{\lambda_{\bar{v}}}{\sqrt{\lambda_g \lambda_d \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}}} = \lambda_{F\left(\frac{h}{d}\right)}.$$

Cunoscînd pe ϱ_{s_m} și ϱ_{s_n} și determinînd experimental funcția $F\left(\frac{h}{d}\right)$, determinăm pe λ_d prin încercări. Presupunem, de exemplu, că am ales $\lambda_l = \frac{1}{10}$.

Admitem că funcția $F\left(\frac{h}{d}\right)$ este:

$$F\left(\frac{h}{d}\right) = 1{,}4\left(\frac{h}{d}\right)^{0{,}2}$$

(valabilă și pentru model și pentru natură) și că

$$\varrho_{s_m} = 1{,}5; \quad \varrho_{s_n} = 2{,}5; \quad \lambda_g = 1.$$

Pentru a respecta principiul lui Froude trebuie să avem:

$$\lambda_v = \sqrt{\lambda_l} = \sqrt{\frac{1}{10}}.$$

Deci:

$$\frac{\sqrt{\lambda_l}}{\sqrt{\lambda_d \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}}} = \frac{(\lambda_l)^{0{,}2}}{(\lambda_d)^{0{,}2}};$$

$$\lambda_d = \lambda_l\, \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{-1{,}55}; \tag{18}$$

$$\lambda_d = \frac{1}{1{,}85}.$$

Se observă că pe această cale se poate ajunge cu ușurință chiar la situația $\lambda_d = 1$ (în cazul de față pentru $\varrho_{s_m} = 1{,}34$).

Inainte de a trece la problema modelării deformate a aluviunilor în suspensie, să analizăm problema turbidității medii în legătură cu deformarea rugozității relative. In acest scop ne folosim de diagramele stabilite de I. I. Levi (fig. 1), care dau relația între turbiditatea medie s_m, viteza medie $\bar{v}$, diametrul și rugozitatea relativă, sub forma

$$s_m = f\left(\frac{\bar{v}}{\sqrt{gd}} \cdot \frac{h}{d}\right). \tag{19}$$

I. V. Averkiev a modificat coeficientul dinamic $\frac{\bar{v}}{\sqrt{gd}}$ pe care, plecînd de la ecuația (3), l-a adus la forma:

$$\frac{\bar{v}}{\sqrt{gd\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}}$$

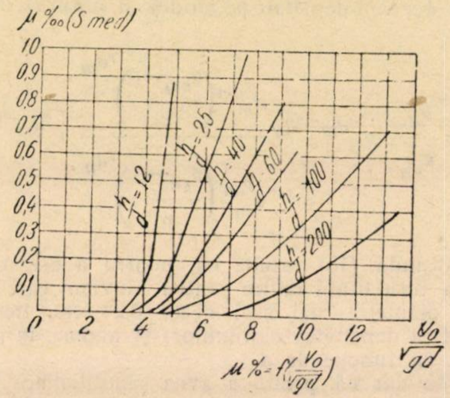


Fig. 1.

și a reconstruit în mod corespunzător diagrama respectivă, punînd pe ea și o serie de experiențe făcute cu granule de altă densitate. Noile date experimentale s-au așezat perfect pe diagramă. Aceasta înseamnă că putem utiliza diagrama din fig. 1 pentru calcule comparative între model și natură, utilizînd pentru natură coeficientul $\frac{\bar{v}_n}{\sqrt{g_n d_n}}$, iar pentru model coeficientul

$$\frac{\bar{v}'_m}{\sqrt{g_m d_m}} = \frac{\bar{v}_m}{\sqrt{g_m d_m \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}}} \tag{20}$$

luînd de exemplu $h_n = 0{,}5$ m, $d_n = 0{,}006$ m și $v_n = 1{,}5$ m/s

$$\frac{\bar{v}_n}{\sqrt{g_n d_n}} = \frac{1{,}5}{\sqrt{9{,}81 \times 0{,}006}} = 6.2.$$

Din grafic rezultă $s_{med_n} = 0{,}1\%$.

Pentru model vom avea (Froude)

$$\bar{v}_m = 0{,}474 \text{ m/s}$$

Luînd:

$$\lambda_d = \lambda_l \times \frac{80}{50} = \frac{1}{6{,}25};\ d_m = 0{,}001 \text{ m}.$$

Dacă admitem ca valabilă ecuația (6), avem după (18) relația

$$\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}} = \left(\frac{\lambda_l}{\lambda_d}\right)^{\frac{1}{1{,}55}};$$

$$\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}=\left(\frac{6,25}{10}\right)^{\frac{1}{1,55}}=0,735$$

$$\frac{\bar{v}_m}{\sqrt{g_m d_m \lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}}}=\frac{0,474}{\sqrt{9,81\times \text{[illegible]}}}=5,55.$$

Pentru $\frac{h}{d}=50$, din grafic se obţine o valoare egală pentru turbiditatea medie pe model cu cea din natură:

$$s_{m\cdot n}=0,1\,\%$$

In încheiere, trebuie spus că, în cazul cînd se trece la adoptarea unei scări $\lambda_d \neq \lambda_l$ indiferent de consideraţiile de mai sus (lucru la care sîntem, în general împinşi cînd avem în natură aluviuni cu diametre foarte mici), se obţine, în general, pe model un coeficient de pierdere de sarcină mai mare decît în natură, raportul între componenţa de pulsaţie creşte pe model în raport cu natura şi se obţine o turbiditate mai mare. De acest lucru trebuie să se ţină seamă în interpretarea modelării cu deformarea scării aluviunilor de fund.

Trecem la problema deformării aluviunilor în suspensie.

Plecăm şi aici, ca şi la modelarea cu respectarea similitudinii geometrice, de la egalitatea turbidităţii critice. De data aceasta însă, ne dăm iniţial pe λ_d (evident că este recomandabil să păstrăm acelaşi λ_d şi pentru debitul solid de fund şi pentru cel în suspensie; în unele cazuri însă, mai ales cînd aluviunile în suspensie au diametre foarte mici, aceasta nu este potibil). Cunoscînd deci pe d_m şi d_n putem calcula uşor pe ρ_{s_m} din ecuaţia (15).

In cazul particular cînd luăm $\lambda_d=1$, vom avea:

$$\sqrt{\lambda_l\lambda_g}=\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}^{\gamma_d}\,\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho_3}}$$

Pentru $d<0,015$ cm, $\gamma_d=1$. Luînd $\rho_{s_n}=2,5$ şi $\lambda_l=$ $=\frac{1}{10}$, $\lambda_g=1$ rezultă;

$$0,316=\frac{\rho_{s_m}-1}{1.5}\;\frac{\rho_{s_m}-1}{0,6};\;\rho_{s_m}=1,53.$$

ş.a.m.d.

Deformarea geometrică — respectînd condiţiile arătate — a aluviunilor în suspensie (atît timp cît acestea se găsesc de fapt în suspensie) nu influenţează în mod deosebit celelalte caracteristici dinamice. In măsura în care aluviunile în suspensie se depun în cadrul proceselor din albie, ele influenţează dinamica curentului în sensul arătat mai sus, pentru aluviunile tîrîte.

4. Modelarea cu deformarea scării adîncimilor

După cum s-a arătat în paragrafele precedente, similitudinea geometrică este o condiţie absolut necesară pentru obţinerea similitudinii dinamice.

Am arătat însă că similitudinea dinamică fără respectarea numărului lui Reynolds nu este posibilă decît în domeniul automodelării $(\mathrm{Re}_m, \mathrm{Re}_n > \mathrm{Re}_{cr})$. In practică apar însă cazuri frecvente cînd, modelînd o construcţie de pe un rîu, sau albia unui rîu în stare naturală, fie din cauza spaţiului redus, fie din cauza debitului insuficient al pompelor disponibile (amintim că $\lambda_Q=\lambda_l^{5/2}\lambda_g^{1/2}$ în cazul respectării criteriului lui Froude), nu putem respecta condiţia $\mathrm{Re}_m>\mathrm{Re}_{cr}$.

În legătură cu asigurarea condiţiei $\mathrm{Re}_m>\mathrm{Re}_{cr}$, trebuie să subliniem aici că, vorbind despre modelarea unui rîu, în general, şi de regimul aluviunilor, în special, trebuie să avem în vedere că modelăm un fenomen care variază în timp nu numai datorită interacţiunii continue între albie şi curent, ci şi datorită variaţiei debitului lichid şi, implicit, solid.

In acest sens putem considera ca tipic cazul cînd avem de modelat un rîu variind între următoarele condiţii:

Debitul	$Q_{max\,med_n}=200$ m³/s;	$Q_{min\,med_n}=1$ m³/s.
Lăţimea albiei	$B_{max\,med_n}=50$ m;	$B_{min\,med_n}=12,5$ m.
Viteza medie	$v_{max\,med_n}=2$ m/s;	$v_{min\,med_n}=0,2$ m/s
Adîncimea medie	$h_{max\,med_n}=2$ m;	$h_{min\,med_n}=0,4$ m.

Limitele geometrice şi debitul pompelor ne impun condiţiile de modelare, plecînd evident de la situaţia de maxim.

Să presupunem că aceste condiţii ne impun să luăm scara $\lambda_l=\frac{1}{20}$.

Rezultă:

$$h_{max\,med_m}=\frac{2}{20}=0,1\text{ m};$$

$$v_{max\,med_m}=\frac{2}{\sqrt{20}}=0,45\text{ m/s};$$

$$Q_{max\,med_m}=200\left(\frac{1}{20}\right)^{5/2}=0,111\text{ m}^3\text{/s};$$

$$\mathrm{Re}_{max\,med_m}=\frac{0,1\times 0,45}{1,3}\times 10^6=34\,700.$$

Deci, avem asigurată din plin condiţia $\mathrm{Re}_{cr}<\mathrm{Re}_m$. Pentru situaţia de minim avem:

$$h_{min\,med_m}=\frac{0,4}{20}=0,02\text{ m};$$

$$v_{min\,med_m}=\frac{0,2}{\sqrt{20}}=0,045\text{ m/s};$$

$$Q_{min\,med_m}=1\left(\frac{1}{20}\right)^{5/2}=0,005\text{ m}^3\text{/s};$$

$$\mathrm{Re}_{min\,med_m}=\frac{0,02\times 0,045}{1,3}\times 10^6=690<\mathrm{Re}_{cr}.$$

Aşadar, chiar în cazul adoptării unei scări mari $\left(\lambda_l=\frac{1}{20}\right)$ şi cînd posedăm în laborator pompe relativ puternice $\left(Q_{max\,med_m}=0,111\text{ m}^3\text{/s}\right)$, nu se poate asigura în tot cursul experienţei $\mathrm{Re}_m>\mathrm{Re}_{cr}$. In plus, trebuie să ţinem seamă de faptul că, în anumite porţiuni ale rîului, în natură vom avea viteze şi adîncimi mici (în special în albia majoră, pe unele braţe), care pe model vor avea o curgere laminară, ajungînd astfel la situaţia că o porţiune a modelului se găseşte în afara domeniului automodelării.

Toate aceste împrejurări conduc la necesitatea de a renunţa în multe cazuri la similitudinea geometrică, adoptînd pentru scara adîncimilor o scară diferită de scara lungimilor în plan

$$\lambda_l \neq \lambda_h. \tag{21}$$

Uneori, nici în modul acesta nu se poate asigura curgerea turbulentă şi se recurge la un spor de pantă peste cel obţinut prin deformarea scării adîncimilor.

In cazul adoptării sistemului de modelare cu deformarea scării adîncimilor, nu mai putem vorbi de similitudine omotetică între model și natură și nu se mai pot calcula elementele curentului din natură pe baza elementelor determinate pe model. De data aceasta este mai corect să utilizăm cuvîntul analogie.

Elementele ce ne interesează în natură se pot determina făcînd o analogie cu fenomenele observate pe model, prin intermediul unor legi sau corelații.

Din această cauză, în cazul modelării deformate, nu mai avem legi rigide de modelare. Sistemele de modelare diferă în funcție de fenomenul studiat, de obiectivul modelării.

Dăm ca exemplu sistemul de modelare pentru studiul modificărilor care apar în albii cu fund mobil în urma trecerii viiturilor, sistem propus de M. A. Velikanov. El pleacă de la relația empirică dedusă de S. I. Rîbkin *).

$$\frac{\sqrt{B}}{H}=\frac{6{,}25}{k^{0{,}435}}. \tag{22}$$

Relația (22) se referă la valorile medii ale caracteristicilor morfologice și hidrologice ale rîului pe tronsonul studiat, după cum urmează:

B este lățimea medie a rîului, obținută prin împărțirea suprafeței oglinzii apei pe tronsonul dat S (pentru un debit dat Q), la lungimea tronsonului L, măsurată de-a lungul axei dinamice a curentului;

H este adîncimea medie a tronsonului obținut ca raport între volumul V de apă corespunzător debitului Q pe tronsonul studiat și S;

k este raportul dintre debitul Q și debitul mediu al rîului Q_0.

Plecînd de la relația (22) pe care M. A. Velikanov arată că a verificat-o și pentru albii foarte mici create în laborator, el pune la baza modelării condiția:

$$\frac{\sqrt{B_n}}{H_n}=\frac{\sqrt{B_m}}{H_m}, \tag{23}$$

de unde relația:

$$\lambda_h=\lambda_l^{1/2}. \tag{24}$$

Vorbind despre scara aluviunilor, M. A. Velikanov spune: „.....în ceea ce privește scara aluviunilor λ_d, aici multe depind de alegerea noastră, sau, vorbind mai exact, de considerații de alt ordin. Putem să micșorăm pe model dimensiunile aluviunilor, sau să le păstrăm egale cu cele din natură; se vede imediat că nu pot să existe nici un fel de legături între λ_d și λ_h (sau λ_l) deoarece și în curenții naturali dimensiunile albiei și dimensiunile aluviunilor se pot întîlni în orice fel de combinații. In legătură cu aceasta, însă, trebuie să subliniem imposibilitatea practică de a micșora dimensiunile aluviunilor mici, de exemplu ale nisipului din albie pe model, după scara lungimilor sau chiar a adîncimilor, deoarece am obține aluviuni sub forma unor pudre foarte fine, avînd un mecanism de mișcare, în special în ce privește antrenarea de pe fund, cu totul deosebit — chiar din punct de vedere calitativ — de cel din condițiile naturale.

In orice caz, se poate admite că problema modelării aluviunilor se rezolvă pe baza unor considerații tehnice legate de experiență și nu pe baza caracteristicilor esențiale ale curentului ca atare; prin urmare, alegerea valorii λ_d nu depinde de alegerea lui λ_h. In cele ce urmează vom trata această problemă cu referire la rîurile de șes și vom considera că păstrăm aceleași aluviuni pe model ca și în natură."

Mai sus s-a arătat că, în cazul modelării cu respectarea similitudinii geometrice, între λ_l și λ_d există, prin intermediul lui $\lambda_{\bar{v}}$ și $\lambda_{\varrho s}$, relații bine stabilite. Vom reveni mai jos asupra acestei probleme, arătînd că, și în cazul modelării deformate, relația între λ_l, λ_d, $\lambda_{\bar{v}}$ și λ_{ϱ_s} nu poate fi luată la întîmplare, dacă urmărim ca modelul să se deformeze, din anumite puncte de vedere, în mod analog cu natura. Să urmărim, în continuare, raționamentul lui M. A. Velikanov, pentru deducerea celorlalte raporturi de scară.

In primul rînd este interesant de semnalat că, în cadrul sistemului propus de M. A, Velikanov, scara vitezei dinamice $v_d=\sqrt{g\,h\,I}$ este egală cu unitatea. Intr-adevăr, scara pantelor

$$\lambda_I=\frac{\lambda_h}{\lambda_l}=\lambda_l^{-1/2} \tag{25}$$

și, deci,

$$\lambda_{\bar{v}_d}=\lambda_g^{1/2}\,\lambda_h^{1/2}\,\lambda_l^{-1/4}=1, \tag{26}$$

(pentru $\lambda_g=1$).

M. A. Velikanov adoptă pentru viteză formula lui Manning corectată de Ciang:

$$\bar{v}=k\left(\frac{h}{d}\right)^{1/6}\sqrt{g\,h\,I}\;. \tag{27}$$

Ținînd seamă că am luat $\lambda_d=1$, rezultă:

$$\lambda_{\bar{v}}=\lambda_h^{1/6}=\lambda_l^{1/12} \tag{28}$$

scara debitelor se obține din:

$$\lambda_Q=\lambda_{\bar{v}}\,\lambda_h\lambda_l=\lambda_l^{19/12}. \tag{29}$$

In legătură cu unda de viitură, M. A. Velikanov mai deduce două raporturi de scări: scara vitezei creșterii nivelului undei de viitură λ_{v_h} și scara vitezei creșterii fundului λ_{v_f}.

Pentru deducerea lui λ_{v_h}, M. A. Velikanov pleacă de la ecuația de continuitate a debitului

$$\frac{\partial q}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial t}=0, \tag{30}$$

în care q este debitul pe unitatea de lățime și, deci,

$$\lambda_q=\frac{\lambda_Q}{\lambda_l}=\lambda_l^{7/12},$$

rezultînd:

$$\lambda_{v_h}=\frac{\left(\dfrac{\partial h}{\partial t}\right)_m}{\left(\dfrac{\partial h}{\partial t}\right)_n}=\frac{\left(\dfrac{\partial q}{\partial x}\right)_m}{\left(\dfrac{\partial q}{\partial x}\right)_n}=\frac{\lambda_l^{7/12}}{\lambda_l}=\lambda_l^{-5/12}. \tag{31}$$

Scara timpului corespunzătoare vitezei longitudinale va fi:

$$\lambda_t=\frac{\lambda_l}{\lambda_v}=\lambda_l^{11/12}. \tag{32}$$

Scara timpului corespunzătoare vitezei de creștere a nivelului va fi:

$$\lambda_{t_h}=\frac{\lambda_h}{\lambda_{v_h}}=\lambda_l^{11/12}. \tag{33}$$

---

*) Institutul hidrologic de stat din U.R.S.S. (GCI) găsise anterior o formulă similară.

Din ecuațiile (32) și (33) rezultă că scările longitudinale și transversale ale timpilor sînt egale, ceea ce este foarte convenabil pentru modelare.

Pentru deducerea lui λ_{v_f}, M. A. Velikanov pleacă de la ecuația de continuitate a debitului solid de fund

$$\frac{\partial p}{\partial x}+\frac{\partial z}{\partial t}=0, \tag{34}$$

în care p este debitul solid de fund. iar z—cota fundului. M. A. Velikanov admite că

$$p=k\,d\,u^4 \quad {}^{*)}$$

și că, deci,

$$\lambda_{v_f}=\frac{\left(\frac{\partial z}{\partial t}\right)_m}{\left(\frac{\partial z}{\partial t}\right)_n}=\frac{\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_m}{\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_n}=\frac{\lambda_v^4}{\lambda_l}=\lambda_l^{-2/3}. \tag{35}$$

Scara timpului deformației fundului va fi:

$$\lambda_{t_f}=\frac{\lambda_h}{\lambda_{v_f}}=\lambda_l^{14/12}. \tag{36}$$

Comparînd scara timpului fenomenelor legate de debitul lichid și cele legate de debitul solid, se vede imediat că menținerea de aluviuni de densitate și diametru egal pe model, duce nu numai la deformarea fenomenului din punct de vedere dinamic, dar și la necorespondența în timp a fenomenului. Se observă că $\lambda_{t_f}<\lambda_{t_h}$, ceea ce poate conduce la situația că în cursul unei viituri să se observe pe model eroziuni acolo unde în natură sînt de așteptat a se produce depuneri, și invers.

Pentru a înțelege mai ușor faptul că nu se poate admite menținerea pe model a diametrului și a densității aluviunilor din natură, ne vom referi la relația empirică stabilită de S. T. Altunin:

$$\rho_A=\frac{B\,l^{0,2}}{Q^{0,5}}, \tag{37}$$

în care ρ_A este numit de Altunin coeficient de stabilitate al albiei și el variază între 0,75, pentru rîurile de munte și 1,5, pentru rîurile de șes.

Admițînd modelarea deformată propusă de M. A. Velikanov ,obținem în baza relațiilor (27) și (28) :

$$\lambda_{\varrho_A}=\frac{\lambda_l\lambda_l^{-0,1}}{\lambda_l^{19/24}}=\lambda_l^{0,11} \tag{38}$$

Dacă, de exemplu, în natură $\rho_{A_n}=1{,}5$ și $\lambda_l=\frac{1}{100}$, rezultă

$$\rho_{A_m}=1{,}5\left(\frac{1}{100}\right)^{0,11}=0{,}9.$$

Modelul are deci un coeficient de stabilitate foarte apropiat de cel al unui rîu de munte.

Se observă că se poate obține condiția necesară în modelare:

$$\lambda_{\varrho_A}=1, \tag{39}$$

dacă se ia $\lambda_d\neq 1$, și anume, ținînd seamă de (27), adică luînd $\lambda_Q=\lambda_l\lambda_h^{7/6}\,\lambda_d^{-1/6}\left(\lambda_h=\lambda_l^{1/2}\right)$.

Rezultă

$$\lambda_d=\lambda_l^{0,183},$$

adică, pentru exemplul precedent:

$$\lambda_d=\left(\frac{1}{100}\right)^{0,183}=\frac{1}{2{,}32}.$$

Să analizăm, pe de altă parte, stabilitatea particulelor pe fund. Dacă admitem că $d_m=d_n$ (ne plasăm tot timpul în ipoteza densității egale în natură și pe model), nu se poate îndeplini condiția necesară ca antrenarea particulelor în natură să corespundă unui fenomen similar, pe model, prin satisfacerea unei condiții de tip (6):

$$\frac{\lambda_{\bar{v}}}{\sqrt{\lambda_g\lambda_d\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}}}=\lambda_{F\left(\frac{h}{d}\right)}.$$

Deoarece $\lambda_g=1$, $\lambda_d=1$, $\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}=1$, și luînd $\lambda_{F\left(\frac{h}{d}\right)}=\frac{\lambda_h^{0,2}}{\lambda_d^{0,2}}$ ar trebui să avem

$$\lambda_{\bar{v}}=\lambda_h^{0,2}. \tag{40}$$

Cum, de fapt, $\lambda_{\bar{v}}=\lambda_h^{1/6}$ (28), condiția (6) nu poate fi îndeplinită decît prin adoptarea unor aluviuni ceva mai mari pe model decît în natura (dacă admitem că nu modificăm densitatea).

Intr-adevăr, dacă admitem că $\lambda_d\neq 1$, condiția (6) devine:

$$\frac{\lambda_{\bar{v}}}{\lambda_d^{0,3}\,\lambda_h^{0,2}}=1. \tag{41}$$

Cum, $\lambda_{\bar{v}}=\lambda_h^{1/6}\lambda_d^{1/6}$, rezultă:

$$\lambda_h=\lambda_d^{-14},$$

sau, cum $\lambda_h=\lambda_l^{1/2}$, rezultă

$$\lambda_d=\lambda_l^{-\frac{1}{28}}. \tag{42}$$

Este just că $\lambda_l^{-\frac{1}{28}}$ tinde către unitate pentru valorile curente ale lui $\left(\frac{1}{10}<\lambda_l<\frac{1}{100}\right)$, dar, ceea ce este interesant. prin valori mai mari decît unitatea, adică în sens contrar condiției cerute pentru (37).

In sfîrșit, să vedem ce devine criteriul lui Froude în situația cînd $d_m=d_n$, $\rho_m=\rho_n$.

Criteriul lui Froude impune ca:

$$\frac{\lambda_{\bar{v}}^2}{\lambda_g\,\lambda_h}=1,$$

cum, în cazul cînd $\lambda_d=1$, $\lambda_{\bar{v}}=\lambda_l^{1/12}$ (28) rezultă:

$$\frac{\lambda_{\bar{v}}^2}{\lambda_g\,\lambda_h}=\frac{\lambda_l^{1/6}}{\lambda_l^{1/2}}=\lambda_l^{-1/3}>1. \tag{43}$$

Numărul lui Froude este mult mai mare pe model decît în natură.

---

*) Dacă se consideră k = const. adimensională, formula nu este justă din punct de vedere dimensional.

In cazul cînd vrem să impunem condiția Fr = const.' trebuie ca $\lambda_d \neq 1$.

In acest caz:

$$\frac{\lambda_h^{1/3}\lambda_d^{-1/3}}{\lambda_h} = 1$$

sau

$$\lambda_d = \lambda_l^{-1}, \tag{44}$$

ceea ce este o condiție absurdă.

O altă metodă este cea propusă de S. T. Altunin și I. J. Orlov. Ei trec la modelarea diametrului și a densității aluviunilor.

Metoda pornește de la formula:

$$\frac{B^m}{H} = k. \tag{45}$$

Formula (45) este o generalizare a formulei (39), stabilită de S. T. Altunin. In formula (45), k nu mai are aceeași semnificație ca în formula (22), ci este un parametru variind între 10 (la rîuri de munte) și 3 (la rîuri de șes), pentru albii cu maluri și fund erodabil, și între 15 (la rîuri de munte) și 4 (la rîuri de șes) pentru albii cu maluri stabile și fund erodabil; m este de asemenea un parametru variabil ale cărui valori sînt: 0,8 (la rîuri de munte) și 0,5 (la rîuri de șes) pentru albii cu maluri și fund erodabil, 1 (la rîuri de munte) și 0,57 (la rîuri de șes) pentru albii cu maluri stabile și fund erodabil.

Modelarea se face după legea:

$$\frac{H_m}{H_n} = \frac{B_m^m}{B_n^m}; \tag{46}$$

$$\lambda_h = \lambda_l^m; \tag{47}$$

$$m = \frac{\lg H_n + \lg k}{\lg B_n}. \tag{48}$$

Scara vitezelor este calculată după S. T. Altunin punînd condiția respectării criteriului lui Froude.

(Subliniem că respectarea acestui criteriu nu conduce la similitudine dinamică, ci se bazează de asemenea pe criterii morfologice: numărul Fr variază în paralel cu ρ_A; pentru regiuni de munte Fr = 0,50; pentru rîuri de șes Fr = 0,2...0,002).

$$\mathrm{Fr} = \frac{\bar{v}_n^2}{g_n H_n} = \frac{\bar{v}_m^2}{g_m H_m}.$$

Scara vitezelor va fi deci:

$$\lambda_{\bar{v}} = \lambda_h^{1/2} = \lambda_l^{m/2}. \tag{49}$$

Scara suprafețelor:

$$\lambda_\Omega = \lambda_l \lambda_h = \lambda_l^{m+1}. \tag{50}$$

Scara debitelor:

$$\lambda_Q = \lambda_\Omega \lambda_{\bar{v}} = \lambda_l^{\frac{3m}{2}+1}. \tag{51}$$

Scara pantelor:

$$\lambda_I = \frac{\lambda_h}{\lambda_l} = \lambda_l^{m-1}. \tag{52}$$

Pentru granulele mari (adică în cazul modelării rîurilor de munte sau deal), Altunin dă formula:

$$\lambda_d = \frac{\lambda_h^2}{\lambda_l} = \lambda_l^{2m-1}. \tag{53}$$

Să vedem dacă în acest caz este satisfăcută relația (41), care se reduce de fapt la:

$$\lambda_l^{-\frac{m}{2}+\frac{1}{2}} = 1. \tag{54}$$

Relația (54) este satisfăcută numai în cazul cînd

$$m = 1,$$

adică în cazul similitudinii geometrice.

Pentru ca relația (41) să fie satisfăcută, ar fi necesar să adoptăm pentru scara diametrelor granulelor relația:

$$\lambda_d = \lambda_h = \lambda_l^m. \tag{55}$$

In acest caz, deoarece ne aflăm în domeniul rezistențelor pătratice și rugozitatea relativă va fi egală pe model și în natură:

$$\frac{d_m}{d_n} = \frac{H_m}{H_n}, \tag{56}$$

este necesar, conform graficului A. P. Zegjda, ca și coeficientul pierderii de sarcină să fie egal în natură și pe model:

$$\lambda_\lambda = 1. \tag{57}$$

Cum

$$\lambda = \frac{8\,g\,R\,I}{\bar{v}^2}, \tag{58}$$

rezultă

$$\lambda_\lambda = \frac{\lambda_g \lambda_h \lambda_I}{\lambda_{\bar{v}}^2} = \lambda_l^{m-1}. \tag{59}$$

Deci, condiția (57) nu poate fi îndeplinită decît în cazul cînd

$$m = 1.$$

Cum însă, în general, $m < 1$, rezultă că este necesar $\lambda_m > \lambda_n$. Aceasta se și realizează de fapt pe modelul deformat, deoarece în definirea rugozității nu intervine numai diametrul granulelor, ci și neregularitățile fundului. Datorită modelării deformate, rugozitatea provenită din neregularitățile formei fundului este mult mai mare pe model decît în natură. Insă respectarea întocmai a condiției (41) se poate obține numai prin modelarea simultană a diametrului și a greutății specifice a aluviunilor. Pentru aluviuni de fund mai mici (care ar ajunge pe model sub 0.015 — 0,020 cm), nu mai putem, sub nici un motiv, recurge la micșorarea pe model a diametrului particulei, ci trebuie să trecem la micșorarea lui λ_{ϱ_s} și la mărirea lui λ_d.

In acest caz, după sistemul propus de S. I. Orlov și recomandat de S. T. Altunin, se ajunge la formula:

$$\lambda_{\bar{v}} = \lambda_h^{1/2}\, \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{1/2}$$

sau, deoarece $\lambda_h = \lambda_l^m$,

$$\lambda_{\bar{v}} = \lambda_l^{m/2}\, \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{1/2}, \tag{60}$$

Analizînd sistemul propus de S. I. Orlov, am ajuns la concluzia că, dacă i s-ar aduce o serie de modificări, acest sistem ar putea permite respectarea simultană a criteriului lui Froude, a relațiilor (6) și (15), precum și obținerea unor valori aproximativ egale ale coeficientului de stabilitate ρ_A pe model și în natură. Aceste modificări sînt expuse în paragraful următor.

5. Metodă de modelare cu deformarea scării înălțimilor propusă de autor

Metoda se bazează pe micșorarea densității aluviunilor pe model.

Admitem că diametrul aluviunilor pe model și în natură este același $(\lambda_d = 1)$. Condiția nu este însă restrictivă.

Admitem, pentru a respecta relația (45):

$$\lambda_h = \lambda_l^m$$

și pentru a respecta criteriul lui Froude

$$\lambda_{\bar{v}} = \lambda_h^{1/2} = \lambda_l^{m/2}.$$

Relația (6) dă

$$\lambda_{\bar{v}} = \sqrt{\lambda_g \lambda_d \lambda_{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}} \lambda_{F\left(\frac{h}{d}\right)}}.$$

Cum $\lambda_g = 1$, $\lambda_d = 1$ și luînd după I. I. Levi

$$\lambda_{F\left(\frac{h}{d}\right)} = \frac{\lambda_h^{0,2}}{\lambda_d^{0,2}},$$

obținem

$$\lambda_{\bar{v}} = \lambda_h^{0,2} \lambda^{0,5}_{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}} \tag{61}$$

sau

$$\lambda_l^{0,5m} = \lambda^{0,5}_{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}} \cdot \lambda_l^{0,2\,m}$$

de unde

$$\boxed{\lambda_l = \lambda_{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}}^{\frac{1}{0,6\,m}}.} \tag{62}$$

Luînd $\lambda_{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}} = 0,33$ $(\rho_n = 2,5,\ \rho_m = 1,5)$,

rezultă în cazul de față

$$\lambda_l = (0,33)^{\frac{1}{0,6\,m}} \text{ *)}$$

pentru $m = 0,5$, rezultă

$$\lambda_l = \frac{1}{40}.$$

Pentru a respecta criteriul lui Froude, vom avea

$$\lambda_{\bar{v}} = \lambda_l^{\frac{m}{2}} \approx \frac{1}{2,5}.$$

Utilizarea pe model a unor diametre de aluviuni egale cu cele din natură ne ușurează și sarcina de a mări pierderea de sarcină pe model, astfel încît să avem respectată condiția (59)

$$\lambda_\lambda = \lambda_l^{m-1}.$$

Deoarece după Zegjde

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = a \lg \frac{R}{d} + b, \tag{63}$$

rezultă

$$\lambda_\lambda = \frac{\left(a \lg \frac{R_n}{d_n} + b\right)^2}{\left(a \lg \frac{R_m}{d_m} + b\right)^2}. \tag{64}$$

În exemplul precedent, după (59) trebuie să avem: (pentru $m = 0,5$):

$$\lambda_\lambda = \left(\frac{1}{40}\right)^{-0,5} = 6,32;$$

$$\lambda_h = \left(\frac{1}{40}\right)^{0,5} = \frac{1}{6,32}.$$

Presupunînd $R_n = 2$ m și $d_n = 0,5$ cm, rezultă:

$$R_m = 0,317 \text{ m și } (\text{cum } \lambda_d = 1)\ d_m = 0,5 \text{ cm}.$$

În consecință, după (64), după vom avea, ținînd seama de valorile lui a și b:

$$\lambda_\lambda = 4,00 < 6,32.$$

Dacă ținem seamă însă și de sporul de rugozitate (macro - rugozitate) datorit modelării deformate, este posibil ca să se atingă condiția (59). (De remarcat că, cu cît m este mai mic, cu atît λ_l din condiția (59) este mai mare; în același timp deformația, adică sporul relativ de macro-rugozitate, este mai mare).

Este însă evident că îndeplinirea condiției (59) este condiționată de caracteristicile hidro-morfologice ale rîului de modelat și de scara λ_l găsită din (61). Verificarea îndeplinirii ei nu se poate însă face decît direct pe model. În cazul cînd condiția (59) nu este îndeplinită, se poate trece la mărirea artificială a rugozității pe model (ceea ce este evident mult mai puțin indicat).

Pentru ușurarea calculelor s-a construit nomograma din fig. 2, care dă pe λ_l în funcție de $\lambda_{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}}$ pentru diferite valori ale lui m.

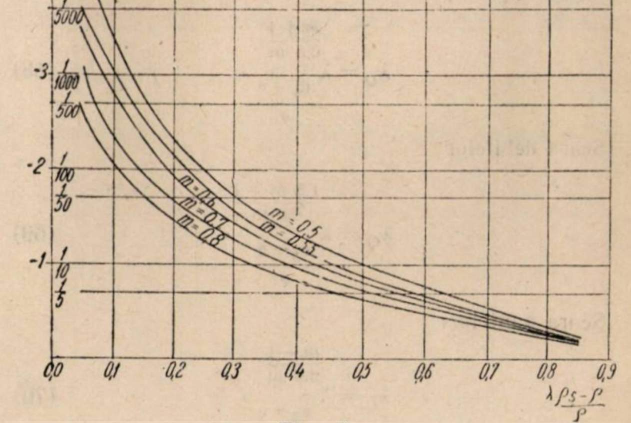


Fig. 2.

---

*) Evident că, practic, se poate alege λ_l și se determină $\lambda_{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}}$ din fig. 2.

Să examinăm acum scările diverselor elemente hidraulice şi caracteristici morfologice în sistemul propus de noi, adică în care:

scara lungimilor

$$\lambda_l = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{1}{0,6\,m}}; \qquad (65)$$

scara înălţimilor

$$\lambda_h = \lambda_l^m = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{1}{0,6}}; \qquad (66)$$

scara vitezelor

$$\lambda_{\bar{v}} = \lambda_h^{0,5} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{5}{6}}; \qquad (67)$$

scara diametrelor

$$\lambda_d = 1.$$

Numărul lui Froude este respectat, deoarece

$$\frac{\lambda_{\bar{v}}^2}{\lambda_g \lambda_h} = 1;$$

de asemenea relaţia (6), deoarece avem

$$\frac{\lambda_{\bar{v}}}{\sqrt{\lambda_g \lambda_d \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}}} = \frac{\lambda_h^{0,2}}{\lambda_d^{0,2}}.$$

Intr-adevăr:

$$\frac{\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{5/6}}{\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{0,5}} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{2/6}.$$

Este, evident, respectată şi relaţia

$$\frac{B_n^m}{H_n} = \frac{B_m^m}{H_m} = k.$$

Problema coeficientului pierderii de sarcină am examinat-o mai sus. Nu vom mai reveni.

Scara suprafeţelor va fi:

$$\lambda_\Omega = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{m+1}{0,6\,m}}. \qquad (68)$$

Scara debitelor:

$$\lambda_Q = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{1,5\,m+1}{0,6\,m}}. \qquad (69)$$

Scara pantelor:

$$\lambda_I = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{m-1}{0,6\,m}}. \qquad (70)$$

Scara coeficientului de stabilitate:

$$\lambda_{\varrho_A} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{0,3-0,55\,m}{0,6\,m}}. \qquad (71)$$

Pentru $m=0,55$, $\lambda_{\varrho_A} = 1$.

Pentru $m = 0,5$ şi $\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}} = 0,33$, $\lambda_{\varrho_A} = 1,1$.

Pentru $m = 0,6$ şi $\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}} = 0,33$, $\lambda_{\varrho_A} = 0,935$.

Aşadar, pentru valorile curente ale lui m în zona de şes (v. S. T. Altunin „Regularizarea albiilor rîurilor la prize" pag. 54), ρ_A este aproximativ acelaşi pe model şi în natură. (Subliniem că valoarea $\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}} = 0,33$ se obţine pentru valorile destul de uzuale $\rho_{s_n} = 2,5$ şi $\rho_{s_m} = 1,5$).

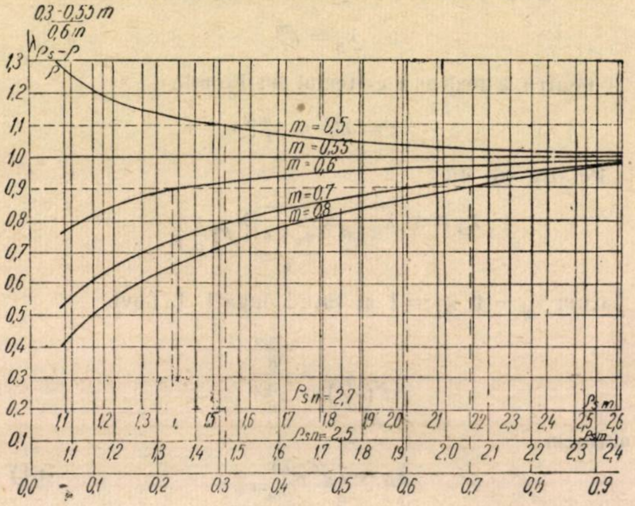


Fig. 3.

Se înţelege că, pentru alte valori ale lui $\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}$ şi m, se obţine pentru λ_{ϱ_A} diverse valori, care însă oscilează în jurul unităţii. Pentru a permite alegerea unei juste valori a scării $\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}$ în cazul cînd modelarea necesită respectarea criteriului $\lambda_{\varrho_A} = 1$, se dă în fig. 3 o nomogramă exprimînd relaţia între λ_{ϱ_A} şi $\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}$ pentru diverse valori posibile ale lui m.

În continuare, să analizăm problema vitezelor şi a timpilor în cadrul sistemului de modelare propus mai sus, în legătură cu unda de viitură.

Scara timpului pentru vitezele longitudinale va fi

$$\lambda_t = \frac{\lambda_l}{\lambda_{\bar{v}}} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{1-0,5\,m}{0,6\,m}}. \qquad (72)$$

Scara vitezei de creştere a nivelului va fi dată de expresia [v. ecuaţia (47)]:

$$\lambda_{\bar{v}_h} = \frac{\lambda_q}{\lambda_l} = \frac{\lambda_Q}{\lambda_l^2}, \qquad (73)$$

(q fiind debitul pe metrul liniar):

$$\lambda_{\bar{v}_h} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{1,5\,m+1-2}{0,6\,m}} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{1,5\,m-1}{0,6\,m}} \cdot \tag{74}$$

Scara timpului pentru viteza de creştere a nivelului va fi:

$$\lambda_{t_h} = \frac{\lambda_h}{\lambda_{v_h}} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{1-0,5\,m}{0,6\,m}} \cdot \tag{75}$$

Din relaţiile (72) şi (75) rezultă că scara timpului pentru fenomenele hidraulice măsurate pe orizontală este aceeaşi cu scara timpilor pentru fenomenele măsurate pe verticală.

Să analizăm fenomenele legate de viteza de variaţie a cotei fundului. Această viteză, conform ecuaţiei (34), este dată de expresia

$$\lambda_{v_f} = \frac{\lambda_p}{\lambda_l}, \tag{76}$$

λ_p fiind scara debitului solid de fund (pe metru liniar de albie).

Pentru p vom lua formula lui Levi, corectată pentru a ţine seama de densitate cu factorul $\frac{\rho_s - \rho}{\rho}$ sub radical şi înmulţind factorul greutăţii k (coeficienţii vor fi modificaţi, însă dimensional formula rămîne valabilă):

$$p = k\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\left(\frac{\bar{v}}{\sqrt{gd\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}}\right)^3 d\,(u - u_0)\left(\frac{d}{h}\right)^{0,25} \text{m}^3/\text{sm} \tag{77}$$

Cum în cazul nostru

$$\lambda_p = \frac{\lambda_v^4}{\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{0,5}} \frac{1}{\lambda_h^{0,25}} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{1,45}{0,6}} \tag{78}$$

şi, deci,

$$\lambda_{v_f} = \frac{\lambda_p}{\lambda_l} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{1,45\,m-1}{0,6\,m}}, \tag{79}$$

scara timpului corespunzătoare vitezei de variaţei a cotei fundului va fi:

$$\lambda_{t_f} = \frac{\lambda_h}{\lambda_{v_f}} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{1-0,45\,m}{0,6\,m}} \cdot \tag{80}$$

Practic, scările timpului vitezei de creştere a nivelului de variaţie a fundului şi a deplasării longitudinale sînt egale. Acesta este încă un avantaj esenţial al sistemului de modelare propus.

In ce priveşte debitul solid în suspensie, vom adopta acelaşi sistem de modelare ca şi pentru modelarea nedeformată

$$\lambda_{s_{cr}} = \text{const.},$$

admiţînd însă $\lambda_d = \text{const.} = 1$ şi modelînd densitatea particulelor.

Constanta o vom determina plecînd de la particulele în suspensie cu diametrul mai mare decît 2,3 mm, pentru care

$$\lambda_{w0} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{1/2} \cdot \tag{81}$$

Din ecuaţia (7′) rezultă

$$\lambda_{s_{cr}} = \frac{\lambda_{\bar{v}}\,\lambda_I}{\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho_s}}\,\lambda_{w0}} \cdot \tag{82}$$

Pentru simplificare, vom nota (deoarece practic $\rho = 1$):

$$\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho_s}} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}} / \lambda_{\varrho_s}$$

şi, deci, pentru $d_{m,\,n} > 2{,}3$ mm vom avea:

$$\lambda_{s_{cr}} = \frac{\lambda_{\bar{v}}\,\lambda_I\,\lambda_{\varrho_s}}{\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{3/2}}.$$

Inlocuind pe λ_v şi λ_I conform cu (67) şi (70):

$$\lambda_{s_{cr}} = \lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}^{\frac{0,6\,m-1}{0,6\,m}} \lambda_{\varrho_s} \quad {}^{*)} \tag{83}$$

Pentru celelalte aluviuni în suspensie, cu $d < 2{,}3$ mm trebuie să adoptăm alte densităţi pentru a avea $\lambda_{scr} = \text{const.}$ (constanta rezultată pentru $\lambda_{s_{cr}}$ corespunzător lui $d > 2{,}3$ mm eventual $\text{const} = 1$).

Notăm pentru $d < 0{,}15$ mm:

$$\lambda_{\frac{\varrho_s' - \varrho}{\varrho}} = \frac{\dfrac{\varrho_{s_m}' - \varrho_m}{\varrho_m}}{\dfrac{\varrho_{s_n} - \varrho_n}{\varrho_n}}$$

şi $\lambda_{\varrho_s'} = \dfrac{\varrho_{s_m}'}{\varrho_{s_n}}$;

pentru $0{,}15 < d < 0{,}65$ mm:

$$\lambda_{\frac{\varrho_s'' - \varrho}{\varrho}} = \frac{\dfrac{\varrho_{s_m}'' - \varrho_m}{\varrho_m}}{\dfrac{\varrho_{s_n} - \varrho_n}{\varrho_n}} \tag{84}$$

şi $\lambda_{\varrho_s''} = \dfrac{\varrho_{s_m}''}{\varrho_{s_n}}$;

pentru $0{,}65 < d < 2{,}3$ mm:

$$\lambda_{\frac{\varrho_{s_m}''' - \varrho}{\varrho}} = \frac{\dfrac{\varrho_{s_m}''' - \varrho_m}{\varrho_m}}{\dfrac{\varrho_{s_n} - \varrho_n}{\varrho_n}} \tag{85}$$

---

*) Se poate alege λ_{ϱ_s}, $\lambda_{\frac{\varrho_s - \varrho}{\varrho}}$, astfel ca să avem $\text{const} = 1$.

și $\lambda_{\varrho'''_s} = \frac{\varrho'''_{s_m}}{\partial_{s_n}}$.

Așadar, vom avea: pentru $d < 0,15$ mm:

$$\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}^{\frac{0,6\,m-1}{0,6\,m}}\,\lambda_{\varrho_s} = \frac{\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}^{\frac{1,5\,m-1}{0,6\,m}}\,\lambda_{\varrho'_s}}{\lambda^2_{\frac{\varrho'_s-\varrho}{\varrho}}}$$

și, deci,

$$\frac{\lambda^2_{\frac{\varrho'_s-\varrho}{\varrho}}}{\lambda_{\varrho'_s}} = \frac{\lambda^{3/2}_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}}{\lambda_{\varrho_s}}; \qquad (86)$$

pentru $0,15 < d < 0,65$ mm, vom avea:

$$\frac{\lambda^{1,66}_{\frac{\varrho''_s-\varrho}{\varrho}}}{\lambda_{\varrho''_s}} = \frac{\lambda^{3/2}_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}}{\lambda_{\varrho_s}}; \qquad (87)$$

pentru $0,65 < d < 2,3$ mm:

$$\frac{\lambda^{1,57}_{\frac{\varrho'''_s-\varrho}{\varrho}}}{\lambda_{\varrho'''_s}} = \frac{\lambda^{3/2}_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}}{\lambda_{\varrho_s}}. \qquad (88)$$

Pentru evitarea de complicații, care nu măresc prea mult exactitatea, se poate lua fără a greși prea mult $\rho'''_s = \rho_s$ (88).

Pentru ușurarea calculelor cu formula (86) și (87) s-a alcătuit diagrama din fig. 4 care, pentru diferite valori ale lui λ_{ϱ_s}, dă valorile $\lambda_{\varrho'_s}$ și $\lambda_{\varrho''_s}$.

Revenind, pentru aplicarea metodei propuse de autor se procedează astfel:

1. Se determină din condiția (45) în baza condițiilor hidrologice și morfologice ale rîului, pe *m*.

2. Se determină din condiția $0,9 < \lambda_{\varrho_A} < 1$, pentru valoarea dată a lui *m* și a lui ρ_{s_n} pe ρ_{s_m} [fig. 3 și formula (71)].

3. Se determină din graficul din fig. 2 ținînd seamă de valoarea lui *m*, pe λ_l. In cazul cînd λ_l nu convine în condițiile de laborator date, se alege un alt ρ_{s_n} și λ_l dar ținînd seamă de graficul din fig. 3, astfel încît să nu depășim $0,8 < \lambda_{\varrho_A} < 1,1$, adică astfel, încît să rămînem în limitele unui coeficient de stabilitate apropiat de cel din natură (din fig. 3 și 4 se observă că, de fapt, pentru $m > 0,65$, este practic imposibil să se asigure $0,8 < \lambda_{\varrho_A} < 1,1$. Dar în cazul cínd $m > 0,65$, înseamnă că avem de modelat un rîu de deal ori de munte. In această situație putem lua $\lambda_d < 1$. Vom alege în acest caz un λ_d convenabil și vom repeta raționamentele și calculele de mai sus, obținînd scările corespunzătoare. De exemplu, din criteriul Froude, ecuațiile (6) și (46) rezultă:

$$\lambda_l = \lambda_d^{1/m}\,\lambda_{\frac{\varrho_s-\varrho}{\varrho}}^{1/0,6\,m}.$$

4. Scara înălțimilor, a vitezelor, a debitelor, a vitezei de creștere a nivelului, a vitezei de variație a fundului, a timpului fenomenelor hidraulice orizontale, verticale și cel corespunzător vitezei de variație a fundului se determină apoi respectiv din formulele: (66), (67), (69), (74), (79), (72), (75), (80). (De fapt, ultimele trei formule dau valori egale).

5. Se determină apoi $\lambda_{s_{cr}}$ ($d < 2,3$ mm) cu formula (83) pentru a avea raportul turbidităților pe model și în natură, și ρ'_s și ρ''_s (densitățile fracțiilor sub 0,15 mm și între 0,15 și 0,65) cu ajutorul formulelor (86) și (87) și și al graficului din fig. 4.

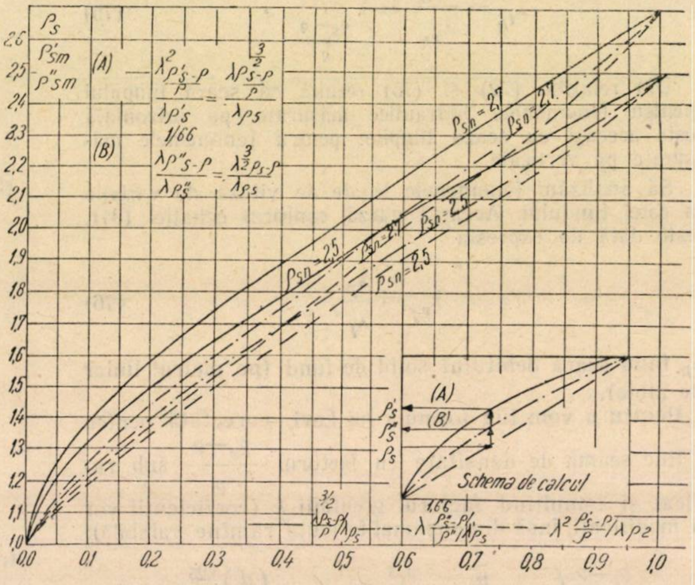


Fig. 4.

Considerăm că sistemul de modelare propus se poate aplica cu succes la problemele de regularizare a unor tronsoane de rîu sau la problemele de prize fără baraj sau cu baraje joase (pînă la 5—6 m), la care morfologia rîului, are o importanță esențială. Repetăm însă că rezultatele obținute pe modelele deformate nu se pot transpune direct la natură prin intermediul coeficienților de scară. Fiecare rezultat trebuie analizat în lumina faptului că modelul deformat nu dă similitudinea dinamică.

De mare ajutor pentru interpretarea rezultatelor și transpunerea lor în natură considerăm că pot fi modelele executate la diferite scări, astfel încît modelele mai mici să poată juca rolul unor modele deformate ale modelelor mai mari.

In acest mod, aplicarea rezultatelor la natură se poate face ca o extrapolare a seriilor de rezultate obținute pentru diferitele modele.

Bibliografie

[1] *S. T. Altunin*: Regularizarea albiilor rîurilor la prize, Selhozghiz, 1950.
[2] *I. I. Levi*: Dinamica cursurilor de apă, Editura Tehnică, 1951.
[3] *A. I. Losievski* și *M. Letniev*: Studiul în laborator al albiilor, Recizdat, 1952.
[4] *A. S. Ofițerov*: Problemele hidraulicii prizei de apă, Gosenergoizdat, 1951.
[5] *L. Patrașcev*: Hidromecanica, Editura Ministerului Marinei Militare, 1953.
[6] *L. Prandtl*: Ghid în hidroaerodniamică, 1949.

[7] *G. I. Samov*: Aluviunile rîurilor, Ghidrometeoizdat, 1954.

[8] *S. A. Şadrin*: Experienţa studiilor de laborator pe modele deschise, Recizdat, 1951.

* * * : Modelarea hidraulică, Societatea inginerilor americani (ed. rusă).

[10) *A. M. Velikanov*: Dinamica cursurilor de apă, Ghidrometeoizdat, 1949.

[11] *A. P. Zegjda*: Teoria similitudinii şi metodica calculării modelelor hidrotehnice, 1938.

[12] * * * Ghidrotehniceskoe Stroitesistvo, 1948—1954.

[13] * * * : Hidrotehnica, 1952—1953.

[14] * * * : Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

[15] * * * : Izvestia VNIIG, 52.

★

ГИДРАВЛИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ТВЕРДОГО СТОКА

В статье анализируются критерии подобия и методы моделирования гидравлических явлений, при которых имеет место транспорт увлекаемых или взвешенных аллювий.

Рассматривается деформированное моделирование аллювий, глубин и предлагается оригинальный метод моделирования с деформацией глубин, с целью получения гидроморфологической аналогии между естественным потоком воды и его моделью.

HYDRAULISCHES MODELLIEREN DER GESCHIEBEABFÜHR

Es werden die Ähnliechkeitskriterien und die Modellierungsmethoden erörtert, für hydraulische Vorgänge bei welchen auch Geschiebe und Schwebestoffe geführt werden.

Es wird die verformte Modellierung des Geschiebes und der Tiefe in Betracht gezogen und dabei eine originelle Methode der Modellierung durch Verzerrung der Tiefen vorgeschlagen, um so eine hydromorfologische Analogie zwischen natürlichen Abfluss und Modell zu erhalten.

Utilizarea izotopilor radioactivi în unele domenii ale hidrotehnicii

I

Ing. P. Georgescu, ing. St. Zarea

Una dintre cele mai importante aplicaţii ale descoperirilor fizicii atomice şi nucleare este, fără îndoială, cea legată de folosirea izotopilor radioactivi în tehnică. Deşi este un procedeu care a început să fie utilizat mai larg abia în ultimul deceniu, rezultatele sînt remarcabile şi permit să se prevadă aplicări în domenii din ce în ce mai vaste şi mai variate.

In articolul de faţă vom prezenta, pe scurt, modul de utilizare a izotopilor radioactivi în unele domenii ale hidrotehnicii. Pe baza bibliografiei existente, am urmărit să redăm o vedere de ansamblu a metodei şi a rezultatelor obţinute pînă în prezent. Menţionăm că ele reprezintă abia începutul şi că rezultate definitive vor putea apare numai după o aplicare mai îndelungată. Vom descrie utilizarea izotopilor radioactivi în hidrologie şi hidrogeologie, hidrometrie, alimentări cu apă şi canalizări, atît în studiile de laborator cît şi în măsurătorile de pe teren. Nu vom prezenta utilizarea izotopilor radioactivi la studiul propriu-zis al unor construcţii hidrotehnice sau maşini hidraulice, deoarece acestea vor face obiectul unui alt articol.

1. Generalităţi

Pentru a înlesni urmărirea aplicaţiilor izotopilor radioactivi în hidrotehnică, vom reaminti cîteva noţiuni despre aceştia [1, 2].

1.1. *Izotopii* unui anumit element chimic sînt atomi care au acelaşi număr atomic, dar masă diferită. Izotopii radioactivi artificiali sînt izotopi ai elementelor chimice care în mod natural nu sînt radioactive, dar care, fiind bombardate cu neutroni — într-o pilă atomică sau într-un ciclotron, syncrotron, bevatron etc. — capătă proprietatea de a emite particule (radiaţii) α β şi γ. In mod curent, producerea izotopilor radioactivi se realizează în pile atomice. Prin acest procedeu, izotopii radioactivi artificiali se obţin introducînd elementul chimic inactiv într-o pilă atomică, în care se dezintegrează uraniu U^{235}. Uraniul bombardează cu neutroni atomii elementului chimic respectiv. Prin absorbţia acestor neutroni de către nucleele atomilor elementului chimic inactiv se obţine un element chimic care are acelaşi număr atomic, dar o masă atomică diferită. Datorită faptului că în aceste condiţii elementul nu mai este stabil, el va emite particule α, β şi γ ca şi un element radioactiv natural.

După cum se ştie, radiaţiile α sînt constituite din particule materiale pozitive, ionii de heliu au o viteză de aproximativ 15 000 km/s şi o mare capacitate de ionizare; radiaţiile β sînt constituite din particule materiale negative, electroni, au viteza aproximativ egală cu cea a luminii şi o capacitate de ionizare mai redusă decît a particulelor α; radiaţiile γ sînt constituite din particule neutre, din fotoni, cu lungimi de undă mici (0,050—0,001 Å).

1.2. *Parcursul* reprezintă grosimea unui strat de material absorbant necesar pentru a reduce la zero viteza particulelor care alcătuiesc radiaţia, atunci cînd aceasta este dirijată după normala la suprafaţa stratului.

Parcursurile medii depind de natura radiaţiilor şi a substanţei absorbante. Astfel, de exemplu:

— particulele α sînt foarte puţin penetrante, avînd în aer în condiţii normale un parcurs de 3—8 cm;

— particulele β au o putere de penetrare mult mai mare decît cele α putînd străbate table de aluminiu de cîţiva milimetri;

— particulele γ sînt cele mai penetrante dintre toate radiaţiile emise de izotopii radioactivi putînd străbate straturi groase de metale grele. Chiar în cadrul aceleiaşi radiaţii, în funcţie de energia particulelor, deosebim radiaţii moi — puţin penetrante — şi radiaţii dure — cu mare putere de penetrare.

1.3. *Intensitatea* radiaţiilor emise de un element radioactiv reprezintă numărul de dezintegrări în unitatea de timp. Unitatea de măsură a intensităţii este curie-ul (cu), care reprezintă cantitatea dintr-un izotop radioactiv în care se dezintegrează $3{,}7 \times 10^{10}$ atomi pe secundă. Exprimată în greutate, de exemplu pentru izotopul radioactiv al iodului I^{131}, această unitate reprezintă 8×10^{-6} g substanţă radioactivă. In funcţie de grosimea x (cm) a stratului absorbant şi de coeficientul de absorbţie $\mu \left(\frac{1}{cm}\right)$ variaţia intensităţii I a radiaţiilor unui element radioactiv este dată de legea exponențială:

$$I = I_0 \, e^{-\mu x},$$

în care I_0 este intensitatea radiațiilor la intrarea în stratul absorbant.

Pentru măsurătorile din hidrotehnică sînt suficiente surse radioactive în care se produce dezintegrarea a cîtorva sute sau cel mult mii de atomi pe secundă. Rezultă de aici că sînt necesare cantități excepțional de mici de substanțe radioactive.

1.4. *Timpul de înjumătățire* reprezintă perioada în care masa unui element radioactiv, respectiv intensitatea radiațiilor emise, se reduce la jumătate.

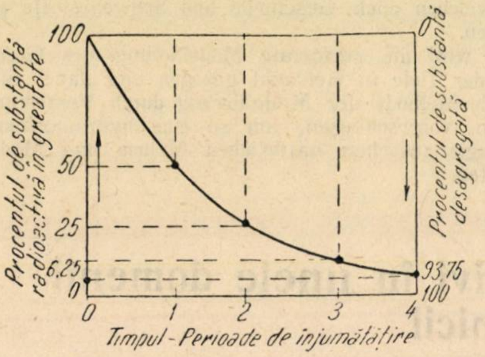


Fig. 1. Variația cantității de substanță radioactivă dezagregată în funcție de numărul de perioade de înjumătățire

1.5. *Detectarea și măsurarea intensității radiațiilor* emise de o substanță radioactivă se face [3] în practică prin intermediul a trei grupe de aparate, bazate pe:

a) capacitatea de ionizare a particulelor emise;

b) efectul de „scînteiere";

c) impresionarea peliculei fotografice de către particulele α, β și γ.

Din prima grupă, cele mai uzuale aparate sînt contoarele Geiger-Müller. In principiu, acestea se compun din o cameră etanșă, umplută cu un gaz neutru (argon, kripton, vapori de alcool etilic), în care se află doi electrozi. Intre aceștia se menține o diferență de potențial de circa 1 000—2 000 V, care creează un cîmp electrostatic. La trecerea prin cameră a unei particule emise de substanța radioactivă, atomii gazului sînt ionizați, fie direct (în cazul particulelor α și β), fie indirect (în cazul particulelor γ). Ca urmare, între cei doi electrozi se produce o descărcare. Amplificînd și apoi măsurînd variația de potențial produsă de descărcare pe unul din electrozi, se deduce imediat intensitatea radiației. Pentru particulele α și β, care sînt puternic ionizante, randamentul contoarelor Geiger-Müller se apropie de 100%. Pentru radiațiile γ randamentul acestor contoare este mult mai scăzut — cel mult — fiind de ordinul a cîtorva procente.

In fig. 2 sînt schematizate trei tipuri de contoare Geiger-Müller: contor obișnuit la care un electrod este cilindric iar celălalt un fir (a), contor clopot (b) și un contor demontabil (c) [4]. Contoarele demontabile sînt utilizate, în special, pentru cazul măsurării intensității radiațiilor α și β moi.

Particulele care trec prin substanțe fluorescente (sulfură de zinc, iodură de sodiu) sau prin cristale organice (naftalen, antracen) produc scînteieri. Observate cu un fotomultiplicator se stabilește, cu ușurință, intensitatea radiațiilor sursei radioactive. Ca și contoarele Geiger-Müller, aceste aparate au randamente bune și o inerție foarte redusă.

Radiațiile α, β și γ impresionează pelicula fotografică. Acest fapt este de asemenea utilizat uneori pentru detectarea particulelor radioactive.

Pentru a asigura o precizie suficientă a măsurătorilor, detectorul trebuie să fie sensibil și să aibă un înveliș de plumb suficient de gros, pentru a reduce influența radioactivității naturale. In general, aceasta este de intensitate mică, dar uneori poate atinge valori importante, putînd crește ca urmare a ploilor ce cad după explozii de bombe atomice [5], chiar dacă acestea au avut loc la distanțe de multe mii de kilometri [6]. In ultimul timp s-au realizat dispozitive pentru compensarea radioactivității naturale [7].

1.6. *Inregistrarea intensității radiațiilor* primite de detector se face prin intermediul unui integrator. Acesta este situat după un amplificator (cu lămpi electronice, eventual cu mai multe etaje de amplificare) și redă rezultatul măsurătorilor în două moduri:

a) indicînd media impulsurilor primite pe minut;

b) indicînd, global, impulsurile primite într-o anumită perioadă de timp.

Pentru a obține rezultate cu o anumită precizie, este necesar ca înregistrarea să se poată face un timp suficient de îndelungat.

1.7. *Precauții de manevrare.* In manipularea izotopilor radioactivi trebuie să se ia o serie de măsuri de siguranță pentru a evita efectele biologice destructive ale radiațiilor α, β și γ [8, 9]. Astfel, este necesar să se utilizeze ambalaje adecvate, manipulanții să aibă mănuși de cauciuc, măști speciale, aparători suplimentare etc. In mod obligatoriu, cei care lucrează direct cu izotopi radioactivi trebuie să aibă asupra lor un detector portabil de radiații sau o peliculă fotografică, a cărei impresionare de către radiațiile primite să indice pericolul contaminării prin iradiere.

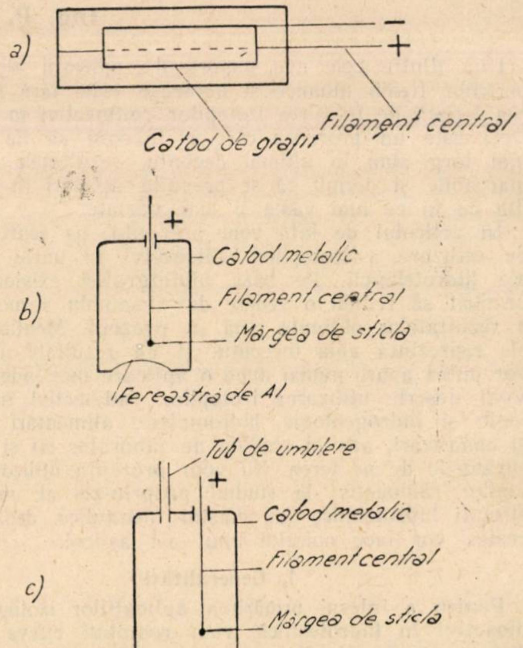


Fig. 2. *a* — contor; *b* — contor clopot; *c* — contor demontabil

2. Modul de utilizare a izotopilor radioactivi în hidrotehnică

Utilizarea izotopilor radioactivi în hidrotehnică se face în două moduri:

a) direct, după principiul atomilor marcați;

b) indirect, pe baza variației exponențiale a intensității radiațiilor la trecerea prin diverse medii absorbante.

In primul caz, în curentul de lichid se introduce o cantitate oarecare de substanță radioactivă. Urmărind deplasarea substanței radioactive, prin detectarea și dozarea radiațiilor emise de aceasta, se pot face măsurători asupra diverselor mărimi caracteristici medii ale curentului. Izotopii radioactivi folosiți în acest mod poartă și denumirea de „indicatori" radioactivi. Indicatorii radioactivi constituie un instrument de cercetare ideal în acest domeniu, deoarece cantitățile de substanță radioactivă necesară expereințelor fiind infime, cercetarea se face fără a perturba în vreun fel curentul de lichid.

In al doilea caz, substanța radioactivă nu se mai introduce în lichid, ci se utilizează surse radioactive exterioare care emit radiații γ. Fasciculul de radiații emise este îndreptat asupra instalației (recipient sau conductă) în care este conținut fluidul ale cărui caracteristici trebuie stabilite. Determinarea acestora se face măsurînd intensitatea fasciculului emergent, reflectat sau refractat de ansamblul instalație-lichid.

3. Selecția izotopilor radioactivi utilizați în hidrotehnică

Alegerea izotopilor radioactivi pentru utilizarea lor în hidrotehnică se face după cum substanța radioactivă se introduce în lichid sau nu.

In cazul aplicării schemei atomilor marcați, cei mai indicați ar trebui considerați a fi izotopii radioactivi ai oxigenului și hidrogenului. Deoarece dintre aceștia se pare că va putea fi folosit numai un izotop radioactiv al hidrogenului, tritiul, H^3 [10] (în unele experiențe asupra curenților marini pentru care pînă acum se utiliza izotopul radioactiv al carbonului, C^{14} [11]), trebuie utilizați izotopii radioactivi ai altor elemente.

Selecția acestora se face ținînd seamă de natura radiațiilor emise, de perioada lor de înjumătățire și de posibilitățile de procurare. Anume, se aleg izotopii ce emit radiații penetrante β și γ, care pot fi detectate ușor și cu perioada de înjumătățire de același ordin de mărime cu durata experienței.

In mod special se evită izotopii cu perioadă mare de înjumătățire, pentru a preîntîmpina infectări cu substanță radioactivă, care ar periclita sănătatea oamenilor și ar face imposibilă repetarea experiențelor într-un timp scurt.

Deoarece cantitățile necesare de substanță radioactivă sînt foarte reduse ,pentru a facilita răspîndirea acesteia în masa de lichid, de obicei indicatorul este înglobat într-o sare neutră, solubilă în lichid, a aceleiași substanțe (de exemplu izotopul radioactiv al iodului I^{131} se înglobează în iodură de sodiu NaI).

Cantitatea de izotopi radioactivi care trebuie utilizată precum și multe dintre condițiile și precauțiile ce trebuie luate la utilizarea lor se determină pe cale experimentală înaintea fiecărei experiențe.

Pentru schema a doua, deoarece este necesar ca radiațiile să străbată pereții recipientelor și straturi, uneori importante, de lichid, sursa radioactivă trebuie să emită radiații penetrante. Se utilizează izotopi radioactivi ce emit radiații γ dure și cu perioada de înjumătățire mare.

In continuare, se indică în tabela 1 izotopii radioactivi utilizați mai des în hidrotehnică [2, 4, 12].

4. Tehnica măsurătorilor

După cum s-a specificat, în cadrul problemei propuse, măsurătorile se reduc la determinarea intensităților radiațiilor emise de izotopii radioactivi utilizați. In ansamblu, tehnica măsurătorilor este relativ simplă.

In cazul primei scheme, trebuie determinată intensitatea radiațiilor emise de izotopii radioactivi introduși în lichid. Pentru aceasta se aplică, de la caz la caz, mai multe procedee.

Tabela 1

Izotopi radioactivi utilizați în hidrotehnică

Simbol	Perioada de înjumătățire	Radiații principale emise
H^3	12,5 ani	β^-
C^{14}	5 500 ani	β^-
Na^{24}	15 ore	β^-, γ
P^{32}	14,3 zile	β^-
Cr^{51}	26,5 ore	γ
Mn^{56}	2,59 ore	β^-, γ
Fe^{59}	46,3 zile	β^-, γ
Co^{60}	5,3 ani	β^-, γ
As^{73}	76 zile	γ
Br^{82}	36 ore	β^-, γ
Rb^{87}	6×10^{10} ani	β^-
Sr^{89}	54 zile	β^-
I^{131}	8 zile	β^-, γ
Cs^{137}	37 ani	β^-

a. Contorul dispozitivului de măsură se plasează în vecinătatea curentului de lichid (cu suprafață liberă sau sub presiune) ; radiațiile emise de particulele radioactive sînt detectate și înregistrate la simpla trecere a acestora prin dreptul dispozitivului de măsură,

b. Contorul se introduce direct în curentul de lichid, cu condiția ca acesta să nu modifice esențial aspectul mișcării.

c. Se determină radioactivitatea unor probe de lichid luate din curent, la anumite intervale. In cazul unor intensități suficient de mari, proba este plasată în vecinătatea unui detector. In cazul unor intensități reduse se realizează, în prealabil, o concentrare a substanței radioactive prin precipitarea ei ; intensitatea radiațiilor emise de precipitat se măsoară într-un contor demontabil.

In cazul celei de a doua scheme, datorită faptului că instalația este stabilă, problema măsurătorii este rezolvată automat de dispozitivul de măsură, al instalației.

UTILIZAREA DIRECTĂ A IZOTOPILOR RADIOACTIVI IN HIDROTEHNICĂ

5. Utilizarea izotopilor radioactivi în hidrologie

Dintre problemele hidrologiei, mișcarea apelor subterane prezintă un mare interes practic, dar și multe dificultăți de studiu. După metodele clasice, pentru cercetarea mișcării apelor subterane, în acestea se injectează diverși indicatori (substanțe chimice solubile sau coloranți), a căror deplasare este apoi urmărită prin măsurarea concentrațiilor lor în probe de apă. Pentru a se obține rezultate suficient de precise, trebuie ca indicatorii să fie cît mai puțin reținuți de teren, iar dozarea lor în probele de apă luate să fie sensibilă, precisă şi uşor de efectuat. Deoarece în unele cazuri indicatorii clasici nu îndeplinesc toate aceste condiţii, s-a încercat înlocuirea lor prin diverşi izotopi radioactivi.

Din cercetările inginerului francez R. Hours [10], a reieşit că izotopii radioactivi ai iodului I^{131} şi ai bromului Br^{82} satisfac condiţiile impuse unor indicatori, adică detecţia lor se face pentru cantităţi foarte mici de substanţă radioactivă şi fără posibilităţi de confuzie (dozaj specific), iar reţinerea de către teren este neînsemnată. De asemenea, prezintă avantajul că au un timp de înjumătăţire adecvat pentru încercările efectuate.

Modul de lucru cu izotopii radioactivi este analog celui cu indicatori clasici. După cum s-a specificat, cantităţile de izotopi radioactivi necesare experienţelor sînt injectate în lichid, fiind înglobate în soluţii neutre ale aceluiaşi element: pentru I^{131} se utilizează NaI, iar pentru Br^{82}, NH_4Br. Detectarea şi dozajul substanţei radioactive injectate în curentul subteran se fac prin metodele descrise la § 4. Trebuie menţionat drept caracteristic faptul că radioactivitatea naturală a apelor subterane, în general, este foarte scăzută, deci şi din acest punct de vedere precizia determinărilor este foarte mare.

Izotopii radioactivi pot fi utilizaţi atît la determinarea debitului apelor subterane, la stabilirea traseului lor, a delimitării zonei de infiltraţie din vecinătatea apelor curgătoare, canale de irigaţii, precum şi la stabilirea legăturilor dintre pînzele de apă subterane din diverse regiuni [13].

Vom prezenta două exemple. Primul exemplu se referă la studiul pe teren al infiltraţiilor prin fundaţiile barajului de la Serre-Ponçon [10, 14]. Acest baraj este situat pe un strat de aluviuni gros de 130 m. Introducînd în pînza de apă subterană o cantitate relativ redusă de iod radioactiv I^{131}, s-a putut determina situaţia masei de aluviuni din punctul de vedere al fisurării.

În al doilea exemplu, utilizînd 100 milicurie (mcu) de rubidiu radioactiv Rb^{87}, s-a putut stabili legătura existentă între apele Nilului şi pînza de apă freatică situată la o distanţă de peste 20 km. În ambele cazuri, aceste rezultate n-au putut fi obţinute cu nici unul dintre indicatorii clasici.

6. Utilizarea izotopilor radioactivi în hidrometrie, pentru determinarea debitelor curenţilor de lichid

Izotopii radioactivi pot fi folosiţi şi la determinarea debitelor curenţilor de lichid. Principiile utilizării sînt, în general, analoge celor ale metodelor clasice. Faţă de acestea, cîmpul de aplicaţie al metodei cu indicatori radioactivi este însă mai larg, iar tehnica de lucru e mai simplă şi, pe zi ce trece, mult mai economică.

6. 1 *După metoda Alen* [15], debitele curenţilor de lichid se pot determina înregistrînd în două staţii I şi II, situate în lungul curentului, variaţia în timp a concentraţiei unei anumite substanţe solubile în lichid, injectată brusc în curent, într-un punct din amonte. Trasînd diagrama concentraţiilor funcţie de timp (fig. 3), alegînd o aceeaşi origine a timpurilor, viteza medie v_m a curentului pe parcursul *AB*, respectiv debitul *Q*, sînt date de relaţiile:

$$v_m = \frac{l}{T_I - T_{II}} \quad \text{şi} \quad Q = vA,$$

în care:

l este distanţa dintre staţii;

T_I, T_{II} — timpurile medii corespunzătoare poziţiilor centrelor de greutate ale suprafeţelor $c = f(t)$, pentru staţia I, respectiv II;

A — aria secţiei transversale a curentului pe porţiunea I-II.

Drept indicatori clasici, în această metodă se utilizează săruri solubile în lichid (de obicei sare, introdusă în curent măcinată sau în soluţie foarte concentrată), sau coloranţi (fucsină, albastru de metil etc.); determinarea concentraţiilor se face prin metode chimice, electrice sau colorimetrice. Metoda prezintă însă inconveniente, printre care:

— dificultăţi în determinarea concentraţiilor, datorită unor condiţii nestaţionare de salinitate, *p*H, tulbureală etc., în curentul de lichid;

— imposibilitatea detectării concentraţiilor reduse;

— modificarea condiţiilor de curgere prin apariţia unor curenţi secundari „de densitate";

— pentru debite mari, necesitatea unor mari cantităţi de chimicale (tone de sare).

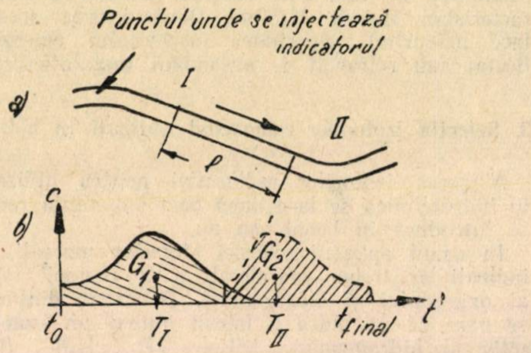


Fig. 3. *a* — Schema amplasării staţiilor; *b* — diagramele de variaţie a concentraţiilor în timp

În unele cazuri, aceste inconveniente fac metoda inaplicabilă. Astfel, de exemplu, metoda este inutilizabilă în canale de ape uzate, deoarece prezenţa clorurilor, a substanţelor organice şi a tulburelii fac imposibilă determinarea concludentă a concentraţiei vreunui indicator clasic.

Primele încercări de laborator cu izotopi radioactivi, după metoda Allen [16] au fost făcute cu două conducte de 30 mm diametru, lungi de 26 m, respectiv de 32 m, prin care curgea apă. Debitul era menţinut constant şi se măsura volumetric şi cu ajutorul unei diafragme. Indicatorul utilizat a fost izotopul radioactiv al iodului I^{131}, într-o soluţie neutră de iodură de sodiu. În conductă se injectau rapid 40 cm^3 de soluţie cu o radioactivitate de 0,1 mcu. Radioactivitatea apei se măsura cu un contor Geiger-Müller, tip clopot, plasat lîngă conductă.

Din cercetări, a rezultat că în acest caz, indiferent de poziţia contorului, timpul mediu era dat de semisuma timpului la care se înregistra prima urmă de radioactivitate (t_1) şi a celui la care se înregistra ultima urmă de radioactivitate (t_2):

$$T = \frac{t_1 + t_2}{2}.$$

De asemenea, s-a verificat faptul că şi pentru indicatorii radioactivi, la fel ca şi pentru cei obişnuiţi, este necesar un număr Reynolds minim ($Re > 7\,800$) pentru a asigura turbulenţa necesară difuziunii substanţei radioactive în masa de lichid.

Încercările pe teren cu izotopi radioactivi după metoda Allen, au fost făcute în canale de ape uzate pentru diametre $d < 900$ mm şi viteze mici. Nu s-au făcut încercări în conducte sub presiune cu debite mari, deoarece detectarea indicatorului prin peretele conductei nu ar fi fost posibilă decît în cazul unor doze periculoase, care totodată ar fi scumpit mult încercarea, iar luarea unui număr suficient de mare de probe de apă ar fi fost împiedicată de viteza mare a acesteia.

Canalul pe care s-au efectuat încercările [16] era circular, de diametru $d = 406$ mm şi cu o pantă longitudinală $i = 0{,}018$. La capătul canalului se găsea un deversor de măsură. Pentru fiecare încercare s-au utilizat cîte 2,5 cm de iodură de sodiu cu I^{131}, cu o intensitate de 3 mcu. Măsurarea concentraţiilor de indicator se făcea pe probe de apă.

Prima încercare, cu o singură staţie de măsură, a indicat un debit de 10,1 l/s, faţă de 12,1 l/s la deversor. A doua încercare a fost organizată mai complet, luîndu-se probe la cîte 30 s în două staţii distanţate la 171 m, respectiv la 343 m, de punctul de injectare a substanţei radioactive. Faţă de debitul de 18 l/s, indicat de deversor, la staţia I s-a determinat 19,7 l/s, iar la staţia a II-a 18,6 l/s. Calculînd debitul cu datele obţinute prin metoda centrelor de greutate, s-a găsit 17,8 l/s. Nici o altă metodă nu ar fi permis o determinare atît de exactă a debitului dintr-un canal de ape uzate.

Tot după metoda Allen, în Ruhr a fost făcută o măsurătoare de viteze medii în conductele de nămol ale unei instalaţii de epurare [17]. Anume, în interiorul masei de nămol din conductă s-a injectat printr-un dispozitiv special o cantitate de izotopi radioactivi suficientă ca radiaţiile să poată fi înregistrate prin peretele conductei cu un contor Geiger-Müller tip clopot. Substanţa redioactivă injectată avea o consistenţă apropiată de cea a nămolului, pentru a se împiedica segregarea şi întinderea pe pereţii conductei. Viteza de determina cu uşurinţă, cronometrînd timpul de trecere al „încărcăturii“ radioactive prin dreptul unor contoare aşezate la intervale cunoscute.

6. 2 *După metoda soluţiilor chimice,* debitele se pot determina injectînd în curentul de lichid de debit necunoscut Q un debit constant de lichid q, în care este inclusă o anumită substanţă indicatoare. Cunoscînd concentraţia iniţială c_0 a substanţei indicatoare în curentul principal, respectiv concentraţia c_1 în curentul de indicator, dacă se determină concentraţia finală c_2 a indicatorului în curent, debitul Q se calculează cu formula

$$Q = q\frac{c_1 - c_2}{c_2 - c_0}$$

sau, dacă $c_0 \ll c_2$ şi $c_2 \ll c_1$,

$$Q = q\frac{c_1}{c_2}.$$

Drept indicator, de obicei, se foloseşte o soluţie de clorură de sodiu sau un colorant. Pentru concentraţii reduse determinările nu sînt însă suficient de precise, ceea ce, pentru debite mari, impune consumuri ridicate de indicatori. De curînd [18, 19] sensibilitatea metodei a fost mărită considerabil utilizînd bicromatul de sodiu. Colorat cu difenil carboxid şi titrat fotocolorimetric, se obţine o precizie de ordinul a $\frac{1}{10}\ldots\frac{1}{100}$ pentru soluţii de 0,02, respectiv 0,2 mg bicromat la litru, faţă de o soluţie de 0,03 g la litru în cazul sării. Cu toate acestea, pentru determinări de debite de ape uzate, aceşti indicatori nu pot fi folosiţi din cauza substanţelor organice conţinute.

Pe teren, indicatorii radioactivi au fost folosiţi după metoda soluţiilor chimice pentru prima dată în 1943. Anume, Hess măsoară debite de apă folosind radiu. Rezultatele obţinute sînt foarte bune pentru debitele mari, dar experienţele durau mult şi erau foarte costisitoare (pînă la 30 000 lei o singură experienţă). Mai tîrziu, în 1946, Karrer, Cowie şi Betz utilizează sodiul radioactiv pentru măsurarea unor debite la centrala Consolidated din Baltimore. Se remarcă şi la aceste experienţe că metoda dă rezultate bune în cazul debitelor mari.

In canale de apă uzată, metoda s-a aplicat însă numai la canalul descris mai sus. Se introducea în curent un debit de 146 cm^3/s de iodură de sodiu cu izotopul I^{131}. Luînd probe de apă s-a determinat un debit de 22,1 l/s faţă de 24,2 l/s, cît indica deversorul. Precizia de 10% obţinută este satisfăcătoare ţinînd seamă de faptul că determinarea concentraţiei de substanţă radioactivă se făcea cu un tub Geiger-Müller, metoda precipitării substanţei nefiind cunoscută la acea dată. Pe de altă parte, rezultatele întrucîtva deosebite puteau proveni şi din erori de citire la deversor.

7. Izotopii radioactivi utilizaţi la studiul diverselor lucrări de edilitate

In lucrările de edilitate izotopii radioactivi se utilizează la studiul comportării diverselor dispozitive pentru tratarea calităţilor apei de băut sau pentru epurarea apelor uzate.

7. 1. *Un studiu de laborator asupra filtrelor rapide.* Folosind izotopul radioactiv al iodului I^{131}, s-a urmărit comportarea în laborator a unor coloane filtrante, în condiţii analoge filtrelor rapide [20]. Anume, s-a filtrat o apă la temperatura de 24—26° C, care conţinea fulgi de hidroxid feric marcaţi cu I^{131}. Coloanele filtrante erau constituite din nisip în tuburi de material plastic cu diametrul de 1,27 cm. Penetrarea în filtru a fulgilor de hidroxid de fier era umbrită cu ajutorul unui contor Geiger-Müller care se deplasa uniform pe verticală, la o distanţă de 6 mm de tub.

In acest mod s-au putut stabili parametrii concentrării fulgilor de $Fe(OH)_3$ în nisipul filtrului în funcţie de timp, adîncimea şi dinamica penetrării acestora, dependenţa pierderii de sarcină de concentrare şi de penetrarea fulgilor, influenţa pH-ului şi concentraţiei de ioni de NaCl, Na_2SO_4 etc., asupra penetrării. De asemenea, s-a urmărit influenţa variaţiei debitului asupra penetrării, antrenarea printr-un curent descendent de apă distilată a fulgilor fixaţi în stratul de nisip ş. a.

Din aceste experienţe a apărut evident că multe dintre rezultatele obţinute nu puteau fi stabilite prin alte metode. Aceasta arată utilitatea folosirii izotopilor radioactivi pentru studiul filtrelor rapide. Pentru viitor se preconizează extinderea domeniului de cercetare şi încercarea de a folosi şi alţi indicatori, ca de exemplu izotopul radioactiv al fierului Fe^{59}.

7.2. *Incercări în laborator asupra timpului de detenţie al apei în bazine de tratare.* După cum se ştie, în cazul sterilizării cu clor a apei sau a tratării apelor uzate, este necesar ca apa să rămînă în bazinele de contact, respectiv în aerotancuri, o perioadă anumită, pentru desăvîrşirea proceselor chimice necesare. In laborator s-a urmărit determinarea perioadei de detenţie a apei pe un model de bazin de contact, de formă paralelipipedică [16]. Pentru aceasta, în amonte de bazin se injecta brusc (procedeul Allen) un indicator. Se determina perioada de detenţie în bazin a indicatorului măsurînd concentraţia acestuia în apa scursă din bazin. In aceste experienţe s-a utilizat în paralel albastrul de metil (0,5 g/l) şi o soluţie de NaI radioactivată cu I^{131} (40 cm^3 injectaţi în 3 s). Concentraţiile erau măsurate colorimetric, respectiv cu un contor Geiger-Müller plasat lîngă conductă.

Luînd timpul mediu de trecere a indicatorului

$$T = \frac{\Sigma \text{ concentraţie} \times \text{timp}}{\Sigma \text{ concentraţie}}$$

şi perioada teoretică de detenţie:

$$P = \frac{\text{volumul bazinului}}{\text{debitul afluent}},$$

s-a definit randamentul volumetric al bazinului:

$$\eta_v = \frac{T}{P} \cdot$$

Efectuînd experiențele a reieşit: pontru colorant $\eta_v'' = 0.942$, iar pentru substanța radioactivă $\eta_v' = 0,973$. Luînd drept perioadă caracteristică (P_c) diferența dintre perioada de trecere a 90% din cantitatea de substanță introdusă în curent (P_{90}) şi perioada de trecere a 10% din aceeaşi cantitate de substanță (P_{10}), se obține:

pentru colorant:

$$P_c'' = P_{90}'' - P_{10}' = 0,989\ P;$$

pentru substanța radioactivă:

$$P_c' = P_{90}' - P_{10}' = 1,239\ P.$$

De asemenea, măsurînd cantitatea de indicator scursă într-o perioadă teoretică de detenție, respectiv în două perioade, s-au obținut 64,6% şi 97,5% pentru colorant, respectiv 60,9% şi 94,1% pentru indicatorul radioactiv. Divergența rezultatelor este explicată prin eroarea mare de determinare a concentrațiilor colorantului. Tot în aceste încercări a apărut evident faptul că, în cazul utilizării colorantului, în bazin se nasc curenți de densitate importanți, care modifică aspectul scurgerii. Aceste influențe secundare sînt însă puțin probabile în cazul utilizării indicatorului radioactiv, dată fiind cantitatea necesară foarte redusă.

Ținînd seamă de faptul că în aceste experiențe colorantul era utilizat în condiții ideale, imposibil de realizat în natură (în special în canale), apare evidentă utilitatea izotopilor radioactivi.

In lucrarea citată [16] se mai dau referințe asupra unor încercări efectuate de H. A. Thomas şi Mc Kee cu indicatori radioactivi pentru cercetarea influenței amestecului longitudinal asupra „scurtcircuitărilor" care conduc la micşorarea eficacității, deci la reducerea timpului de detenție în bazinele de liniştire şi contact. De asemenea, s-a studiat şi modul în care diverse tipuri de palete de ghidaj (deflectoare) influențează perioada de detenție. A rezultat că influența amestecului longitudinal este neînsemnată cînd intensitatea amestecării se află sub anumite limite şi că unele tipuri de deflectoare sînt foarte utile. In aceleşi tipuri de experiențe, indicatori obişnuiți nu au dat rezultate bune, din cauza dificultăților de detectare a concentrațiilor reduse.

★

Continuarea articolului va fi publicată în numărul următor al acestei reviste.

Bibliografie

1. *Sanielevici A.:* Radioactivitatea, vol. I, 1956.
2. *Nesmeianov An. N.:* Atomii marcați, 1953.
3. *Labeyrie J.:* Les appareils de détection des particules atomiques, L'Onde électrique, nr. 277, aprilie, 1950.
4. *Whitehouse M.* şi *Putman J.:* Radioactive isotopes, 1953.
5. *Nader I., Goldin A.* şi *Setter L.:* Radioactive Fallout in Cincinati Area Journal A.W.W.A., vol. 48, nr. 11, 1954.
6. *Abribat M., Pinoir R.* şi *Pouradier J.:* Sur l'existance de produits radioactifs artificiels dans les eaux de pluie de la région parisienne, Comptes rendus, 234, 1952.
7. * * * : Super Fission Finder, Petroleum, vol. XVIII nr. 10, 1955.
8. *Morton R.:* The role of the sanitary engineer in the nuclear energy program, Proceedings A.S.C.E., vol. 81, nr. 749, iulie, 1955.
9. *Compton A.* şi alții: Constructive uses of atomic energy, Harper, 1949.
10. *Hours R.:* Les traceurs radioactifs en hydrologie, La Houille Blanche, mai—iunie, 1955.
11. *Legendre R.:* La productivité de la mer étudiée par un isotope radioactif du carbone, La Nature, iulie, 1951.
12. *Spolski E. V.:* Fizica atomică, vol. II, 1953.
13. *Zarea St.:* Utilizarea uzotopilor radioactivi în hidrotehnică, Conferință radiodifuzată, 18 iunie, 1956.
14. *Schneebeli G.:* Le barrage de Serre-Ponçon sur la Durance, Etudes des infiltrations, La Houille Blanche, nr. A, mai—iunie, 1955.
15. *Pavel D.:* Căderi de apă şi maşini hidraulice, Bucureşti, 1944.
16. *Archibald R.:* Radioactive tracers in flow testsi Journal of the Boston Society of Civil Engineers, vol. XXXVII, 1950.
17. *Montens A.:* Die Verwendung von Radioaktiven Isotopen bei Strömungs und Geschwindigkeitsmessungen, Gas und Wasserfach, nr. 14, 1952.
18. *Dodero M.:* Sur l'emploi du bichromate de sodium dans la mesure des débits des cours d'eau par colorimétrie, Comptes rendus, 234, 1952.
19. *Guntz A.:* Adaptation à la mesure du débit des oueds nord-africains de la methode colorimétrique au bichromate de sodium, Comptes rendus, nr. 236, 1953.
20. *Donald S.:* Sand filtration studied with radiotracers, Proceedings A.S.C.E., vol. 81, nr. 592, ianuarie, 1955.

★

ПРИМЕНЕНИЕ РАДИОАКТИВНЫХ ИЗОТОПОВ В НЕКОТОРЫХ ОБЛАСТЯХ ГИДРОТЕХНИКИ

После подробного обзора основных сведений о радиоактивных изотопах указывается, что их применение в гидротехнике производится в зависимости от случая, либо непосредственно по принципу меченых атомов, либо косвенно, на основе закона экспоненциальной вариации интенсивности излучений радиоактивного источника, при их прохождении через поглощающую среду.

Указываются критерии служащие для выбора применяемых в гидротехнике радиоактивных изотопов и описываются методы и аппаратура для детектирования и излучений.

Дается описание и приводятся примеры применения радиоактивных изотопов в гидрологии и гидрометрии.

ÜBER DIE VERWENDUNG RADIOAKTIVER ISOTOPEN IM WASSERBAU

Nachdem ein kurzer Überblick über die Grundbegriffe der radioaktiven Isotopenlehre gegeben wird, zeigt der Verfasser die Verwendungsmöglichkeiten im Wasserbau, sei es direkt durch Verwendung markierter Atome, oder indirekt auf Grund des Gesetzes der exponentiellen Änderung der Intensität einer radioaktiven Strahlungsquelle wenn die Strahlung durch ein Absorptionsmedium geht. Weiterhin werden die Kriterien angegeben auf Grund deren die Isotopen gewählt werden, wie sie im Wasserbau angezeigt sind, und gleichzeitig die Methoden und Apparate beschrieben mit Hilfe welcher die α, β und γ Strahlen entdeckt werden.

Es wird beispielweise die Verwendung radioaktiver Isotopen in der Hydrologie, der Hydrometrie und im städtebaulichen Wasserbau vorgebracht.

Documentare

C. WEISSBACH: **Forţa creatoare şi de distrugere a apei, în natura şi în construcţiile inginereşti** (Schöpferische und zerstörende Kraft des Wassers beim natürlichen und technischen Aufbau), Wasserwirtschaft-Wassertechnik, aprilie, 1956.

Experienţa mondială în domeniul construcţiilor hidrotehnice şi în particular, experienţa acumulată de specialiştii din R. D. Germană, a condus la adoptarea unei serii de măsuri pentru combaterea acţiunii distructive a apei.

Astfel, pentru obţinerea betoanelor etanşe, măsura cea mai indicată este alegerea unei granulometrii pentru obţinerea unui volum minim de goluri, adoptarea unui raport apă-ciment scăzut precum şi realizarea unei compactităţi maxime la turnare. Nu se recomandă dozaje grase de ciment sau adaosuri impermeabilizante scumpe.

In vederea reducerii căldurii de priză se recomandă un procent cît mai ridicat de material inert.

Betoanele executate în mod obişnuit conţin agregate cu dimensiunea maximă de 30 mm, o dimensiune mai mare creează dificultăţi la însilozare, la instalaţiile de transport şi la vibrare.

Pentru protecţia parametrelor împotriva solicitării din: ape agresive, variaţii mari de temperatură, acţiunea mecanică a apei, s-au studiat mai multe procedee. Procedeul prin tratarea chimică, fixînd calciul din ciment cu ajutorul silicaţilor şi florsilicaţilor sau folosind metoda Okrat de producere a fluorului ca fixator pe o zonă din apropierea parametrului, are o oarecare eficacitate, însă probele de betoane, fără adaos, executate în condiţii optime, au dat rezultate foarte bune cu un preţ de cost mult mai scăzut.

Procedeul prin sporirea parametrului cu soluţii bituminoase hidroizolante, nu s-a dovedit eficace împotriva solicitărilor mecanice, fără o protecţie cu beton sau zidărie de piatră. Sub protecţia temporară a unei astfel de spoieli, se pot dezvolta nestingherit proprietăţile de rezistenţă ale unui beton în primele luni după turnare.

Tencuiala cu mortar de ciment s-a dovedit ineficace. In ce priveşte metoda de vacuumare a zonei parametrului, s-a ajuns la concluzia că această regiune fiind prin excelenţă o zonă cu un beton dens, metoda nu-şi găseşte o aplicaţie pe deplin justificată.

Pentru execuţia monolită a betonului în vecinătatea rosturilor de lucru, experienţa lucrărilor executate indică o serie de măsuri dintre care cităm: tratarea cu apă şi aer sub presiune pe faţa pe care s-a oprit betonarea după un interval de minimum 6 ore de la turnare, lăsarea unui rost de construcţie de 45 cm (barajul Sosa) care se betonează în primăvara următoare, după o perioadă lungă de temperaturi joase care să provoace contracţii maxime în betonul din jurul rostului, reluarea turnării începînd cu un strat de 6—8 cm beton plastic cu agregat maxim de 7 mm, bine vibrat, închiderea rosturilor cu tolă de cupru, prisma din material termoplastic, sau elastic, de fabricaţie cît mai recentă şi injectarea cu lapte de ciment a zonei de legătură între betoanele turnate la diferite epoci.

Pentru etanşarea unor lucrări ca rezervoarele de apă potabilă, este recomandabilă folosirea unei căptuşeli interioare din plăci ceramice.

In privinţa folosirii prefabricatelor, cu tot dezavantajul numărului mare de rosturi, utilizarea lor aduce economii şi calitate superioară a lucrării în anumite cazuri. Astfel, de exemplu, metoda a dat bune rezultate la montarea într-o galerie de 3 km lungime a unor tuburi de beton armat de 2 m diametru, groase de 14 cm, etanşate cu falţ, în care s-a presat un cordon inelar de hematect (material plastic pe bază de bitum), după o prealabilă amorsare la rece a feţelor în contact, cu o soluţie cu aceeaşi bază.

Al. I.

W. C. SCHUBERT: **Cauzele canalizării nesatisfăcătoare a teritoriilor** (Ursachen unbefriedigender Ortsentwässerung), Wasserwirtschaft — Wassertechnic, caiet I, ianuarie, 1956.

Abaterea de la unele principii, în general cunoscute, în legătură cu condiţiile în care trebuie proiectate şi folosite instalaţiile de canalizare a unor teritorii cuprinzînd aşezări rurale sau oraşe mici, duce la degradarea bazinelor naturale cu consecinţe directe asupra posibilităţii de folosire a apei acestora şi asupra condiţiilor sanitare din rîul respectiv.

O primă serie de abateri se găseşte în chiar proiectele de canalizare; în ele au fost prevăzute deseori, din loc în loc, vane de deviere în rîu a apelor uzate precum şi vane de intrare şi ieşire din staţiile de epurare, permiţînd izolarea diferitelor tronsoane de canalizare şi a staţiilor şi făcînd posibilă murdărirea emisarelor cu ape neepurate.

Pentru remediere se recomandă sigilarea vanelor şi încredinţarea folosirii lor numai organelor însărcinate cu asigurarea salubrităţii emisarelor, iar la treceri pe sub rîuri, executarea a cîte două conducte.

In unele cazuri s-a adoptat prea uşor sistemul unitar de canalizare, care pe de o parte, trimite în emisar ape impurificate, iar pe de altă parte, canalizează pe colectoare, cîte o dată foarte lungi, un debit mare de ape amestecate, ceea ce necesită diametre de colector şi staţii de epurare mari.

Printre alte prevederi nerecomandabile trebuie menţionate şi deversoarele de pe colectoarele sistemelor unitare de canalizare, prin care, la debite de vîrf, se trimite emisarelor o cantitate importantă de ape impurificate.

O altă serie de cauze care fac o canalizare defectuoasă este inconsecvenţa în aplicarea sistemului de canalizare prevăzut în proiect, din motive de economie, neglijenţă etc. Aceasta are drept consecinţă apariţia de noi ramuri, schimbarea destinaţiei ramurilor existente, micşorarea coeficientului de diluţie din colectoarele în sistem unitar sau amînarea la infinit a refacerii unor instalaţii necorespunzătoare, ceea ce creează serioase complicaţii în întreţinerea, exploatarea şi supravegherea reţelelor, avînd în vedere că în comunele rurale şi oraşele mici, schemele de personal adecvat sînt foarte reduse, iar nivelul tehnic foarte scăzut.

Al. I.

D. KRAMER: **Curăţirea vegetaţiei pe canalele de irigare şi de scurgere prin mijloace chimice,** (Über den Einsatz chemischer Mittel zur Entkrautung von Be- und Entwässerungsgraben), Wassertechnik-Wasserwirtschaft, nr. 1—2/1955.

In R. D. Germană a început un studiu amplu privind nimicirea ierburilor care se dezvoltă în lungul canalelor pentru transportul apei.

Maşina de cosit nu putea fi folosită cu randament bun decît în cazul canalelor mari. In consecinţă, s-au studiat o serie întreagă de substanţe chimice cu efecte biologice diferite (cu acţiune selectivă, nimicind numai anumite specii de plante sau cu efect unic, ducînd la distrugerea tuturor plantelor).

Studiile s-au făcut pe tronsoane de canal de 10 ml cu diferite mijloace chimice şi cu diferite metode de aplicare a substanţelor chimice. S-au studiat cantităţile optime şi perioadele de aplicare a dozelor de substanţă.

Substanţele cele mai active pentru distrugerea buruienilor sînt: sulfatul de fier, compuşii de cupru, compuşii de CN (din cauza toxicităţii mari, aceştia din urmă trebuie mănuiţi cu mare precauţie). Dintre substanţele organice cele mai eficace sînt: dinitro-ortocresolul, acidul diclorfenoxiacetic şi carbonatul izopropil-fenilic, care însă din cauza preţului destul de ridicat nu poate concura celelalte substanțe chimice. Toți compușii enumerați constituie mijloace chimice cu efect selectiv. Substanțele cu efect total sînt cloraţii, dintre care cloratul de sodiu este cel mai răspîndit, boraţii, arseniații și rodanaţii. Din cauza efectului prelungit al acestor substanțe, folosirea lor nu este indicată în regiunile piscicole.

Imhoff a propus pentru distrugerea florei subacvatice introducerea de clor gazos în apă în cantitate de 0,85 g/m^3.

Tabela 1

Nr. crt.	Denumirea comercială	Compoziția chimică	Modul de aplicare	Cantitatea folosită g/m^2
1	Agrosan	Clorat	aruncat simplu	100
2	Agrosan	Clorat	stropit	7
3	Anforstan	Clorat	aruncat simplu	50—100
4	Anforstan	Clorat	stropit	10
5	Hormit	Acid diclor-fenoxiacetic	stropit	0,4
6	UT—10	Acid metil clor-fenoxiacetic	stropit	0,4
7	Hedolit	Dinitro-ortocresol	stropit	4
8	Tributon	Ac. triclorfenoxiacetic+ ac diclor-fenoxiacetic	stropit	1,2
9	Bulpur	Cianat	stropit	2
10	UT—10+ Hedolit	(6) + (7)	stropit	0,4+4,0
11	Hormit+ Hedolit	(5) + (7)	stropit	0,4+4,0
12	Hormit+ UT—10	(5) + (6)	stropit	0,4+0,4

In tabelă se prezintă cîteva din substanțele chimice uzuale folosite la distrugerea buruienilor. Aceste substanțe au fost încercate în două stațiuni experimentale din R.D.G. (Unshied și Walschleben).

Din experiențele efectuate pot fi trase următoarele concluzii:

Distrugerea buruienilor pe cale chimică este o problemă încă nerezolvată, rezultatele nu au eficacitate de 100% în toate cazurile. Cea mai eficace substanță s-a dovedit a fi Agrosanul. Distrugerea alternativă, pe cale chimică și manuală nu a dat rezultatele dorite. Prin folosirea substanțelor chimice se economisește 90—97% din timpul de lucru și 70—80% din prețul de cost.

Mai trebuie avut în vedere că în cazul distrugerii complete a vegetației se poate compromite stabilitatea taluzelor.

R. M.

A. N. GLAZOV: **Folosirea izotopilor radioactivi în hidrotehnică**, Razvedka i orana nedr., nr. 4/1956.

Pentru construcțiile hidrotehnice problema studiului erodării malurilor, acumulării și transportului aluviunilor fluviale și de fund prezintă o importanță deosebită.

Izotopii radioactivi au fost utilizați în cadrul unor cercetări asupra debitului solid, efectuate în Anglia la gura rîului Tamisa.

Ca indicator radioactiv s-a folosit sticla cu conținut de scandiu în soluție solidă. Sticla s-a măcinat la dimensiunea egală cu mărimea fracțiilor anorganice ale mîlului, fiind activată cu ajutorul siliscandiului prin radiație în reactor. După introducerea acestui praf radioactiv pe fundul rîului s-a urmărit deplasarea mîlului marcat cu ajutorul unui contor pentru radiațiile gamma. Experiențele preliminare efectuate în rîu au demonstrat că activitatea mărită însoțea invariabil acumularea de mîl datorită căruia se producea înfundarea albiei și a permis să se urmărească acumularea în decurs de 10—12 zile după introducerea prafului marcat.

Pentru studiul curenților de litoral în regiunea de construcție a unui port industrial în apropierea orașului Hokkaido, cercetătorii japonezi au folosit, cu succes, izotopul radioactiv al zincului Zn^{65}, care de asemenea a fost introdus în compoziția sticlei măcinate pînă la granulația nisipului studiat pe litoral și apoi introdusă pe fund. S-au stabilit direcția și viteza de deplasare a aluviunilor de fund.

Asemenea metode cu atomi marcați pot fi aplicate și la studiul eroziunii malurilor. Adesea în cursul studiilor de geologie inginerească efectuate pe malurile lacurilor de acumulare, rîurilor și canalurilor este necesar să se determine intensitatea erodării coastelor și vitezele de acumulare a aluviunilor.

La rezolvarea unor astfel de probleme se pot folosi cu rezultate pozitive elementele radioactive, care se introduc în acest scop în rocile studiate, prin injectoare sau prin amenajarea unor scobituri speciale care se încarcă cu lapte de ciment cu conținut radioactiv.

J. T.

Inlocuitori radioactivi ai coloranților în hidrologie. „La Houille Blanche“, mai-iunie, 1955, nr. A

Utilizarea izotopilor radioactivi își găsește un interesant cîmp de aplicare și în hidrologie.

In trecut, identificarea curenților subterani și a legăturii lor cu cursurile de apă se făcea adesea cu ajutorul coloranților, datorită simplității și sensibilității dozajelor colorimetrice (bazate pe fluoresceină, eosină, rodamină, albastru de metilen etc.) sau chiar substanțe necolorante, ca bicromatul de sodiu.

Dezvoltarea producției de izotopi radioactivi produsă de construirea și folosirea pilelor de uraniu a pus la îndemîna chimiștilor izotopi radioactivi artificiali, care prezintă avantaje evidente în cercetarea hidrologică a cursurilor subterane, a pierderilor posibile de apă prin versanții și fundul viitoarelor lacuri de acumulare etc.

Cercetările au dovedit că rezultatele cele mai bune le dau anionii de I și Br marcați cu izotopi radioactivi I^{131} și Br^{82} avînd, respectiv, perioada de 8 zile și 35 ore.

In prezent, utilizarea izotopilor radioactivi este justificată numai acolo unde metodele existente nu sînt eficace, folosirea izotopilor radioactivi fiind încă legată de o aparatură și de măsuri de lucru destul de complicate.

Deocamdată, avantajele substanțelor radioactive sînt: sensibilitate și reglaj fin al dozajului și evitarea reținerii substanțelor în terenul cercetat — grație pierderii radioactivității după un timp egal cu cîteva perioade. Probleme deschise rămîn: găsirea unor izotopi radioactivi artificiali cu o viață mijlocie mai lungă și punerea la punct a unor aparate de detecție simplificate.

M. L.

M. CROYÈRE: **Protecția anti-corosivă a conductei forțate de la Montpezat,** (La protection anticorrosive de la conduite forcée de Montpezat), „La Houille Blanche", nr. 2, 1956.

Lucrările de la Montpezat cuprind următoarele părți metalice de protejat contra coroziunii:

— o galerie blindată orizontală de 600 m lungime, 2,60 m diametru și 12 mm grosimea tablei;

— un cămin de 111 m înălțime și 3,5 m diametru;

— o conductă forțată de 1 473 m lungime, 2,30 m diametru, 12—35 mm grosimea tablei și o pantă de 46%;

— un colector.

Aceste importante lucrări subterane nu sînt accesibile decît prin trei locuri. Apele utilizate se adună în bazinul Loirei superioare aproape în aceeași stare în care au provenit din ploaie și ele sînt agresive pentru beton și relativ agresive pentru oțel. Avînd în vedere dificultățile considerabile pe care le-ar reprezenta o reparație a lucrărilor în situația subterană dată, s-a impus protejarea absolută contra coroziunii a conductelor de oțel legate de stîncă, cu ajutorul betonului. Dintre mijloacele aflate la dispoziție s-a ales aplicarea la cald a unui email cauciuc-bitum, care se topește la 180° și este suficient de suplu pentru a rezista șocurilor și abraziunii.

Inainte de aplicarea emailului a fost nevoie să se sableze conductele. Această operație nu s-a putut face pe conducta montată, deoarece ventilația ei dădea în centrală. De aceea sablarea conductei a fost făcută înainte de montare și apoi s-a aplicat un strat de vopsea. Au urmat montarea conductei și injectarea betonului. Deoarece lucrătorii au trecut peste stratul inițial de vopsea acesta a fost deteriorat și a fost nevoie să se curețe complet conducta și să se refacă stratul de vopsea. Operația s-a încheiat cu aplicarea emailului. Inspecția făcută după un an de expoatare nu a arătat decît cîteva defecte, care au putut fi ușor reparate.

A. B.

BERNHARD NEURZELLA: **Folosirea apelor uzate în agricultură și în timpul iernii.** (Landwirtschaftliche Abwasserverwertung auch in Winter), „Wasserwirtschaft-Wassertechnik", iunie, 1956, Berlin.

Pe terenurile experimentale din regiunea Halle-Saale (zonă aflată pe teritoriul R. D. Germane), au fost efectuate o serie de încercări privind modul de comportare al diferitelor culturi agricole în urma irigării cu ape uzate, pe timp friguros.

Experiențele întreprinse au cuprins un domeniu larg de produse ale solului, și anume: sfeclă de zahăr, cartofi, plante oleaginoase, cereale și furaje, solul loturilor experimentale fiind constituit din nisipuri sau argilă în proporții variabile. Exceptînd lotul cultivat cu plante oleaginoase, toate celelalte au primit îngrășămînt natural și artificial.

Terenurile au fost irigate prin udare sau stropire. Alături de loturile irigate au fost prevăzute parcele neirigate, în vederea comparației. Tot în vederea comparației irigarea a fost executată pe unele loturi experimentale, numai în februarie, martie sau noiembrie, pe altele în lunile menționate și apoi în iulie, august, iar pe altele, numai în iulie și august.

Cantitatea de apă măsurată în înălțime de ploaie, a variat după cultură și sol între 30 mm, pentru plante oleaginoase, și 300 mm, pentru cereale. Recoltele au fost evaluate atît în stare brută și stare uscată, cît și în zahăr, amidon, proteine, pentru sfecla de zahăr, cartofi sau furaje.

In marea majoritate a experiențelor întreprinse, irigarea pe timp friguros a făcut posibilă creșterea recoltelor, datorită atît conținutului de substanțe nutritive, cît și al apei propriu-zise.

Acolo însă unde nu s-a ținut seamă de umiditatea solului din precipitațiile atmosferice, excesul de apă a anulat excedentul de recoltă și a cauzat micșorarea procentului de materie primă (zahăr, amidon). In schimb s-au dovedit foarte utile înălțimile de apă mici trimise în perioada vegetației.

Un alt fenomen observat în cadrul experiențelor asupra loturilor cultivate cu cereale a fost apariția unei cruste și o recoltă mai mică decît pe terenurile neudate iarna. După părerea specialiștilor (Brouwer), ivirea crustei este datorită udării în cantități ce depășeau posibilitățile de absorbție ale solului. Experiențele au arătat că, în general, terenurile nisipoase se comportă mai bine la astfel de irigări.

Deosebit de rentabilă s-a dovedit irigarea terenurilor cultivate cu un amestec de plante furajere (trifoi roșu, iarbă de pășune); în cazul prevederii de îngrășămînt, s-a conchis că recoltele ar fi putut fi mult sporite. Aceste loturi mai au avantajul că după cosirea timpurie a ierbii (sfîrșitul lui mai), terenul rămîne apt pentru alte culturi.

Irigarea cu ape uzate care, afară de substanțe nutritive, conțin și săruri (în special de sodiu), în cantități mai mari decît cele pe care plantele le pot asimila, produce cumularea sărurilor menționate în primii 0—90 cm (în special 30—60 cm), ai solului. Pentru îndepărtarea acestui surplus se preconizează o udare mai intensă a solului, pe timp friguros, cu ape uzate. Mai sînt necesare noi experiențe.

Metoda de cultură folosind irigarea cu ape uzate pe timp friguros este aplicabilă numai dacă surplusul de recoltă acoperă cheltuielile necesare pentru aducerea apei pe cîmpuri. In vederea determinărilor preliminare ne stă la dispoziție o tabelă în care, pentru diferite culturi și cantități de apă uzate și pentru diferite prețuri unitare ale acestei ape, este arătat surplusul de recoltă care face posibilă acoperirea cheltuielilor de irigare în timp friguros.

Al. I.

J. KLICMAN: **Construirea stației de epurare a apei de canal în orașul Kurjim,** („Stavime kanalisaki cistirny-cisterna v Kurimi"), „Voda", nr. 3/1956.

Proiectul cuprinde următoarele elemente constructive: a) grătare cu sistemul de curățire manual, b) separator orizontal de nisip, c) separator de grăsimi cu aeraj, d) un cuplu de puțuri Emscher, e) instalații de epurare biologică cu filtre rapide de epurare finală. Stația este prezentată schematic în fig. 1.

Aducția apelor de scurgere în stația de epurare se face cu ajutorul conductei de alimentare de beton cu diametrul de 40 cm, avînd legătura cu jgheabul în care sînt instalate grătare. In spatele grătarelor este amplasat separatorul circular de nisip, avînd diametrul de 150 cm. Evacuarea nisipului captat se face cu o pompă Mamuth, în spatele căreia este amplasat separatorul de grăsimi compus din 3 camere. Din separatorul de grăsimi apa se scurge printr-o conductă mobilă în decantorul circular de 1,5 m diametru, în care apa rămîne timp de 3 ore la un debit de 50 l/s.

Apa astfel epurată pe cale mecanică este pompată în cele 3 filtre rapide (fig. 2), cu înălțimea de 1,80 m

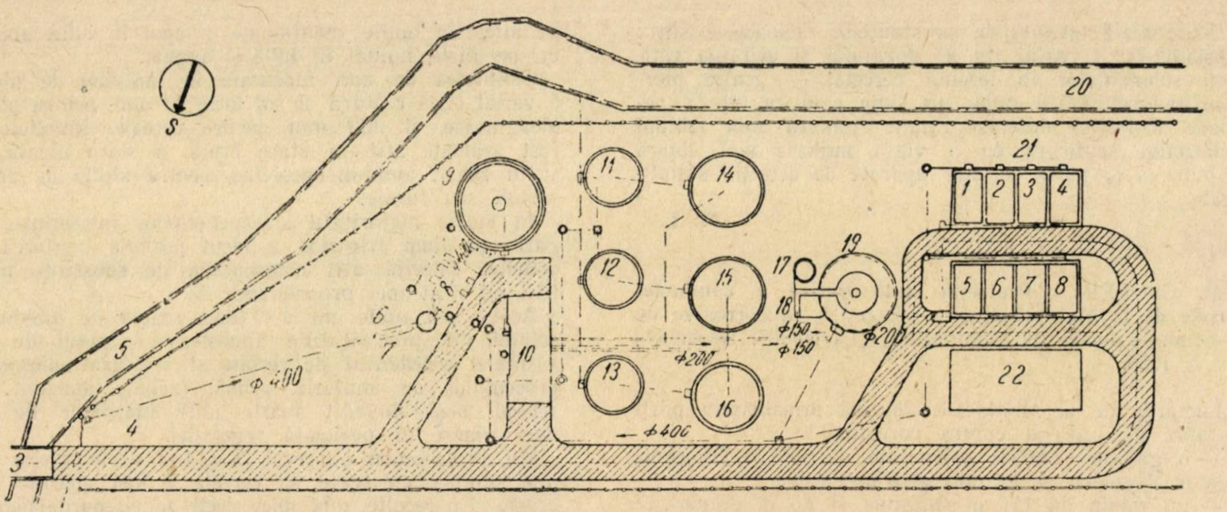


Fig. 1. Construirea stației de epurare a apei de canal în orașul Kurjim:
1 — conducta principală de ape reziduale; *2* — șoseaua raională; *3* — intrare; *4* — puț de egalizare; *5* — rîul Kurjimka; *6* — grătare; *7* — separator de nisip; *8* — separator de grăsimi; *9* — decantor; *10* — hala de mașini; *11, 12* — epurarea suplimentară; *13* — idem, etapa a II-a; *14, 15* — filtru; *16* — idem, etapa a II-a; *17* — recipient de gaze; *18* — încălzirea apei; *19* — camera de fermentare; *20* — rîul Kurjimka; *21* — paturi de nămol; *22* — terenul rezervat pentru extinderea paturilor de nămol.

și avînd diametrul de 12,50 m. Din filtre apa se scurge prin conducta de 300 mm diametru în bazine circulare de postepurare (epurare finală) de tipul Dortmund, cu diametrul de 8,40 m la suprafață, fiecare bazin avînd capacitatea de 130 m³; în aceste bazine apa rămîne timp de 80 min.

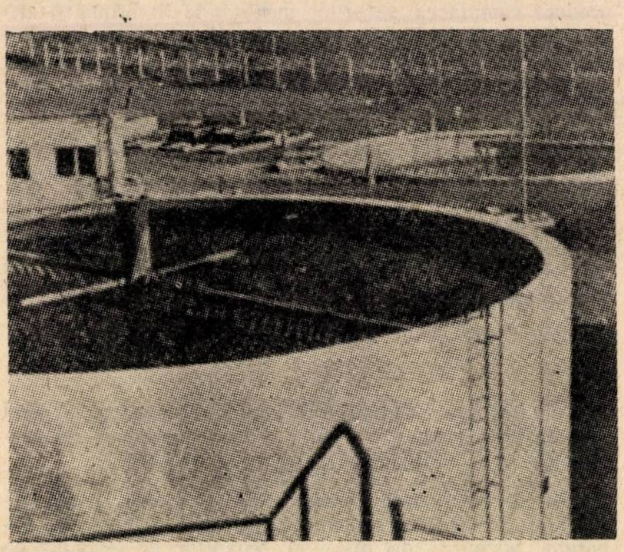


Fig. 2

Apele astfel epurate se evacuează printr-o conductă de 40 cm diametru în rîul Kurjimka.

Apa de recirculație, împreună cu nămolul de la fundul bazinelor de epurare finală, se reîntoarce prin sistemul de plutitori la separatorul de grăsimi. Nămolul depus în bazinul de sedimentare se evacuează în grupa de nămol din care apoi se pompează în camera de fermentare, amplasată separat și cu o capacitate de 670 m³, perioada de fermentare fiind stabilită la 60 zile. Nămolul rezultat după fermentare se evacuează pe cîmpul (patul) de nămol format din 8 compartimente de 45 m² fiecare; nămolul se așază în aceste bazine în straturi de 20—25 cm.

Stația are o hală de mașini înzestrată cu un grup social complet amenajat. La terminarea definitivă a construcției stației se vor monta în hala de mașini 3 pompe orizontale de recirculație de 1 600 l/min debit fiecare. Tot acolo se va instala un grup de compresoare care va alimenta cu aer separatorul de grăsimi, funcționînd cu un debit de circa 1,5 m³/min.

Stația de epurare a apelor din Kurjim a început să funcționeze parțial din toamna 1954, astfel încît pînă la înzestrarea ei completă există posibilitatea verificării pe cale de laborator și pe teren a capacității de lucru și a eventualelor lipsuri care trebuie lichidate.

C. V.

G. FERAND: **Cu privire la înghețarea conductelor forțate** (A propus du gel de conduits forcées), „La Houille Blanche“, nr. 2, 1956.

Apa poate îngheța în conductele forțate dacă viteza ei este insuficientă. Pentru a se determina debitul minim de menținut în timpul rece, se împarte conducta în porțiuni pentru care se pot considera constante debitul Q, temperatura ambiantă T și coeficientul de transmisie K dintre pereți și aer. Dacă Θ_H este temperatura apei la intrarea în porțiune și Θ_B la ieșire, notăm cu

$$\Theta_0 = \Theta_H - T \quad \text{și} \quad \Theta = \Theta_B - T$$

și se obține:

$$\frac{\Theta_0}{\Theta} = e^{\frac{SK}{CQ}},$$

S fiind suprafața totală a conductei expuse aerului și C—coeficientul caloric al apei, adică circa 1 000 cal/m³.

Din ecuația de mai sus se poate deduce debitul minim de apă necesar pentru a împiedica înghețul. Se admit pentru K valori cuprinse între $\frac{10}{3600}$ și $\frac{35}{3600}$. Dacă nu se cunoaște valoarea exactă a lui K, se recomandă realizarea următoarelor viteze:

0,50 m/s pentru conducte de 0,8 m diametru

0,45 m/s pentru conducte de la 0,8 la 1,0 m diametru.

0,35 m/s pentru conducte de la 1,0 la 1,5 m diametru

0,25 m/s pentru conducte de la 1,5 la 2,0 m diametru
0,15 m/s pentru conducte de la 2,0 m în sus.

In cazul în care nu se pot realiza vitezele recomandate, exploatarea va fi oprită și conductele complet golite. In general, se consideră că o conductă acoperită cu un strat de pămînt sau zidărie de 1 m este ferită de îngheț.

Asupra procesului de înghețare completă a unei porțiuni de conductă se pot face două ipoteze. In prima se consideră că pe o anumită lungime apa a înghețat în bloc și, deci, greutatea totală a gheței în acea porțiune este egală cu greutatea apei corespunzătoare volumului total al acelei lungimi. In analiza matematică a fenomenului se ia în considerație creșterea volumului apei ce se transformă în gheață și compresibilitatea gheței. De asemenea, se ține seamă și de contractarea peretelui conductei în timpul scăderii temperaturii. Formulele care rezultă arată că pentru a nu se depăși în conductă tensiunea de 50 kg/mm², este nevoie de un raport rază conductă/grosime perete egal cu:

$$\frac{r}{e} = 7{,}7,$$

ceea ce nu se întîlnește în practică. Formulele arată, deci, că înghețarea completă a unei porțiuni de conductă duce neapărat la deformări permanente ale pereților acesteia.

Intr-o a doua ipoteză, se presupune că înaintea înghețării complete acele de gheață au mai permis unei cantități de apă încă neînghețate să se scurgă spre aval. In acest caz creșterea volumului este mai mică decît în prima ipoteză, deoarece fizica arată că 90‰ din greutatea inițială a apei este împinsă spre aval. Avînd în vedere aceleași fenomene ca mai înainte, se mai ține seamă și de scăderea temperaturii de topire ca urmare a creșterii presiunii în gheață. Pentru aceasta se utilizează formula lui Clapeyron. Ecuațiile care rezultă arată că supratopirea prin compresiune nu se poate produce în conductele forțate. Limita elastică a peretelui este atinsă în jurul temperaturii de — 2⁰ dacă *r/e* este apropiat de 100. Pentru pereți de grosime mai mică această limită este atinsă pentru temperaturi din ce în ce mai apropiate de 0⁰. Deci, înghețul produce inevitabil deformarea plastică a conductelor.

A. B.

RAPH W. POWEL: **Utilizarea corectă și incorectă a modelelor hidraulice** (The use and misuse of hidraulic models) „The Dock and Harbour Authority", martie, 1956.

Se pare că experiențe de remorcaj asupra unor modele de nave au fost făcute încă în 1750. In 1850, James Francisc a construit un model de turbină, iar în 1875 L. Fargue a utilizat un model de rîu pentru a studia canalul Garronne. Primul om care a avut însă o înțelegere cantitativă a similitudinii hidraulice pare să fi fost Osborne Reynolds, care a studiat numeroase modele de nave ca și unul al estuarului fluviului Mersey. Mai tîrziu, Vernon-Harcourt a studiat pe model gura Senei, iar în 1898, Hubert Engles a înființat la Dresda primul laborator de hidraulică fluvială.

In ce privește baza matematică a utilizării modelelor, se știe că atunci cînd predomină forțele gravitaționale este nevoie ca numărul Froude al modelului să egaleze numărul Froude al prototipului, iar atunci cînd predomină forțele de viscozitate, numărul Reynolds al modelului trebuie să fie egal cu numărul Reynolds al prototipului. Este imposibil să se realizeze simultan egalitatea numărului Reynolds și cea a numărului Froude. Intr-adevăr, de exemplu, pentru un model la scara 1:25, lichidul modelului ar trebui să aibă o viscozitate cinematică egală cu 1/125 din cea a prototipului, ceea ce este imposibil.

Modelele nu trebuie să fie prea mici, deoarece altfel și numerele Reynolds ar fi prea mici și nu s-ar putea obține scurgerea turbulentă. De asemenea, trebuie vegheat ca să se imite rugozitatea sau netezimile țevilor.

Majoritatea modelelor de rîuri sînt deformate, deoarece scara orizontală este mai mică decît cea verticală. Rezultă că panta modelului este mai mare decît în natură și, de aceea, pentru a se asigura viteza corectă, rugozitatea modelului trebuie să fie mai mare.

Folosirea modelelor cu albie mișcătoare datează încă din 1875, dar ele au prezentat totdeauna dificultăți. Primele încercări de a dezvolta o teorie rațională se bazează pe formula lui Boys. In tehnicile întrebuințate pînă de curînd se includea o seamă de încercări care trebuiau efectuate pentru a se definitiva modelul. Mai recent, Einstein și Chila au elaborat o teorie care reprezintă un pas înainte în rezolvarea problemei.

O folosire incorectă a încercărilor pe modele o constituie încercările care nu sînt necesare, adică acelea ale căror rezultate ar putea fi prevăzute ușor dinainte pe baza construcțiilor deja existente. O altă folosire incorectă a modelelor este interpretarea incorectă a rezultatelor experiențelor. Posibilități de eroare în acest caz se datoresc reproducerii inexacte a viscozității, tensiunii superficiale, condițiilor de cavitație, etc.

A. B.

Stabilirea digurilor cu taluz realizate cu carapace din material în vrac, „La Houille Blanche", nr. A, 1955.

Comportarea la acțiunea hulei a acestor diguri și — în ultimă instanță — dimensionarea corespunzătoare a acestor diguri, nu a putut fi tratată pînă de curînd decît empiric. In ultimii 10 ani diferiți autori au căutat să rezolve problema teoretic. Ei s-au folosit pe scară largă de încercări de laborator hidrotehnic, dublate de unele observații în natură, care au permis identificarea profilului transversal „de echilibru" al digului, sub acțiunea unei anumite hule. Pe baza experiențelor efectuate la Laboratorul Dauphinois d'Hidraulyque (modele din material omogen) confruntate și cu rezultatele altor laboratoare (Vicksburg, Neyrpic) se propun formule de antidimensionare a secțiunii transversale a digului.

Notînd (fig. 1) cu *t* cotangenta taluzului stabil la hulă *A B*, cu t_n — cotangenta taluzului natural, $2a$ — amplitudinea, T — perioada hulei, h — adîncimea la piciorul digului, P — greutatea blocurilor digului și d — densitatea lor, se recomandă formulele de calcul (cu coeficient de siguranță 2,5):

$$P = K\,(2a)^3\,\frac{d}{(d-1)^3}\cdot\left(\frac{1}{t-0{,}8}-0{,}15,\right) \qquad (1)$$

$K = 0{,}25$ pentru anrocamente,
$K = 0{,}12$ pentru blocuri cubice.

Formula (1) este valabilă pentru valorile parametrului $p = \frac{P}{(2a)^3}\cdot\frac{(d-1)^3}{d} > 4\cdot10^{-3}$, adică, practic vorbind, peutru aproape totalitatea cazurilor ce se pot întîlni în realitate. Amplitudinea (2*a*) este cea locală a hulei, în vecinătatea digului, și poate fi determinată prin măsurători directe sau prin folosirea concomitentă a unei abace de prognoză a hulei și a unui plan de valuri.

Greutatea *P* este media aritmetică a anrocamentelor ce formează carapacea de protecție a digului, sau respectiv greutatea individuală a blocurilor cubice.

Valoarea *P* dată de formula (1) asigură stabilitatea statistică a blocurilor, adică panta *t* rămîne neschimbată chiar dacă eventual anrocamentele pot fi mișcate pe suprafața taluzului de către mișcări alternative (în cazul valorilor mici ale parametrului *p* prea mici).

Stabilitatea totală, necesară pentru a evita erodarea construcției de către o hulă oblică, va fi asigurată prin condiția suplimentară:

$$P > K' \ (2a)^3 \ \frac{d}{(d-1)^3} \qquad (2)$$

$K' = 0{,}030$ pentru anrocamente.

Această valoare K' nu cuprinde nici un coeficient de securitate. El va trebui determinat în fiecare caz, după gravitatea atacurilor hulelor oblice asupra digului.

Cercetările de laborator și observațiile din natură au dus la următoarele concluzii:

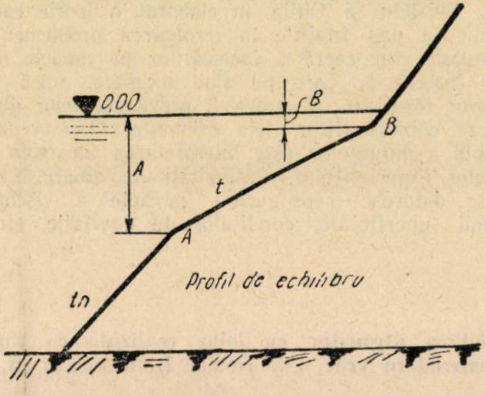


Fig. 1.

a) Sub cota (—1,3 x $2a$), secțiunea transversală poate fi alcătuită din blocuri relativ ușoare, puse la taluz natural sub apă liniștită, fără risc de erodare. Deoarece (—1,3 x $2a$) nu cuprinde coeficient de siguranță, este indicat să se ia valoarea (—1,5 x $2a$). Pentru detaliarea profilului este indicat un studiu pe model.

b) Un taluz natural în jurul valorii 4/3 este stabil la hule de amplitudine destul de mare, cu atît mai mare cu cît P este mai mare. Pentru un dig de larg, cu blocuri artificiale de 100 t, s-a constatat în exploatare rezistența satisfăcătoare la hule puternice, dacă $t = 1/1$.

c) La amplitudine dată, o hulă este cu atît mai agresivă, cu cît perioada sa este mai scurtă. Hulele cu profil puternic recurbat sînt deci cele mai periculoase pentru stabilitatea digului.

d) Blocurile artificiale cubice sînt sensibil echivalente cu anrocamentele de greutate dublă și cu o rezistență la uzură comparabilă. Se pare că blocurile artificiale în vrac realizează o stabilitate superioară celei a anrocamentelor naturale. Formulele de calcul date permit aprecierea acestei stabilități. Digul sparge-val de la Mers-el-Kebir, alcătuit din blocuri cubice în vrac, cu panta 2/1, a fost antidimensionat pentru o hulă cu amplitudinea de 8 m. Încercările pe model au arătat o valoare necesară $P = 40$ t. Formula (1) indică $P = 36$ t. În aprilie 1954, blocuri de 27 t, la panta 2/1, puse pentru protecția digului au rezistat cu succes la o hulă cu amplitudine de peste 7 m.

e) Adîncimea-limită de acțiune a unei hule asupra unei categorii de anrocamente, adică adîncimea sub care este posibil să menținem panta naturală a taluzului fără a risca erodări, depinde în mică măsură de greutatea anrocamentelor și nu este practic legată decît de amplitudinea hulei.

f) În etapa actuală a cercetărilor, formulele indicate sînt valabile pentru anrocamente mijlocii și mari și nu trebuie extrapolate la materiale mai mărunte, ca de exemplu nisipuri. Rămîne încă deschisă cercetarea stabilității digurilor cu zona centrală din nisip și materiale fine, la care stabilitatea s-ar putea pierde și prin aspirarea treptată de către hulă a materialului fin.

g) La unele cercetări pe model, autorii semnalează un oarecare „efect de scară". În raport cu scara adoptată, se poate întîmpla ca blocurile sau anrocamentele să se deplaseze prin rostogolire la scările mici (de exemplu 1:50) și prin săltare la scări mari de exemplu 1:25). Deoarece experiențele pe baza cărora s-au dedus formulele au fost efectuate la scări 1:25 — 1:100, este posibilă o anumită subevaluare a deplasării blocurilor prin săltarea lor sub acțiunea hulei și o supraevaluare a încastrării reciproce a blocurilor.

După unii autori (studiul lui J. Larras asupra deferlării hulei, la Laboratorul central de hidraulică de la Maisons Alfort. 1949—1950) efectul de scară se resimte cînd perioada hulei din canalul vitrat al modelului este sub 3 secunde, hula de pe model deferlînd la o adîncime mai mică decît cea din natură. La amplitudine egală în punctul de deferlare, hula din canalul vitrat deferlează la o adîncime similar mai mare decît cea din natură, dacă perioada hulei coboară sub 2 secunde.

Efectul de scară astfel produs este totuși încă discutabil și ar putea fi atribuit unor factori ca:

1) diferența dintre modelul realizat cu material omogen și construcția din natură, formată dintr-o carapace de blocuri mari de protecție și dintr-un miez, cu granulometrie diferită;

2) diferența de permeabilitate la hulă; studii încă neterminate (Laboratoire Dauphinois d'Hidraulique) arată că în natură carapacea de protecție trebuie realizată din blocuri mai mari decît cele deduse din similitudinea Froude aplicată la model, dar că mărirea dimensiunii nu afectează și materialul de sub carapacea de protecție.

M. L.

Turbina-pompă, agregatul cel mai mare realizat pînă acum în lume, „Water Power", nr. 4, 1956.

La uzina baraj Hiwasee (face parte din amenajarea complexă a rîului Tenesse T.V.A.) s-a montat cea mai mare turbină-pompă care poate să lucreze reversibil.

Agregatul lucrînd ca turbină-generator dezvoltă o putere de 70 000 kVA.

Diametrul rotorului turbinei Francis este de 6,7 m.

Puterea absorbită de agregat cînd lucrează ca pompă este de 102 000 CP, înălțimea maximă de refulare de circa 62 m.

Concepții cu totul noi au fost realizate cu ocazia acestei turbine-pompe de dimensiuni excepțional de mari.

Crapodina în care se învîrtește axul vertical suportă o greutate de 620 t.

Dispozitive speciale de ungere de mare presiune au fost prevăzute pentru a porni pompa.

Rotorul Francis este puțin modificat pentru a asigura randamente mari atît ca turbină cît și ca pompă.

Din cauza dublului scop al agregatului, mașina electrică lucrînd ca motor are următoarele caracteristici:

putere	102 000 CP
factorul de putere	0,9
ridicarea temperaturii	80°C
tensiunea	13 500 kV
turația	135,9 rot/min

ca generator:

puterea produsă	59 500/68 425 kW
factorul de putere	0,85
ridicarea temperaturii	60 la 80°C
turația	105,9 rot/min

Dispozitive speciale există, ca demararea pompei să se facă în condiții optime. Un sistem de vanete (20 bucăți) așezate pe un inel în jurul rotorului se deschid automat și în mod treptat, pînă ce pompa a intrat în regim normal de funcționare .

De asemenea există un sistem de suflare cu aer comprimat care micșorează presiunea de apă inițială. La oprire, operațiile sînt inverse celor de la demarare.

Din cauza dimensiunilor excepțional de mari transportul echipamentului mecanic s-a făcut în 3 bucăți principale care s-au asamblat pe șantier. Menționăm că rotorul are o greutate de peste 300 t.

O altă unitate de acest tip a fost pusă în funcțiune în uzina și stația de pompare Flatiron din Colorado.

R. M.

Turbina Francis cu cădere maximă (World's highest head runner) „Water Power", nr. 6, 1956.

Turbina Francis cu căderea maximă executată pînă acum este cea prevăzută pentru centrala subterană Fionay a amenajării Mauvoisin cu următoarele caracteristici tehnice:

$H = 455$ m
$Q = 11{,}5$ m³/s
$N = 62\,800$ CP
$n = 750$ rot/min.

Turbina este extrem de adaptabilă la diferite condiții de lucru putînd să funcționeze cu randamente bune de la $H = 455$ m pînă la 284 m cînd se mai poate obține o putere de 35 300 CP. Motorul este din oțel inoxidabil și are nevoie de o contrapresiune de numai 3,5 m.

Turbina Francis cu cădere foarte mare se mai confecționează actualmente pentru amenajarea hidroenergetică Zevreila cu

$H = 422$ m
$Q = 11{,}75$ m³/s
$N = 58\,850$ CP
$n = 750$ rot/min.

Construcția este similară cu cele folosite în uzina Fionay și la o cădere de $H = 395$ m ea mai dezvoltă încă o putere cu $N = 52\,700$ CP.

Trecerea la turbina Francis cu căderi din ce în ce mai mari se datorește faptului că ele s-au comportat extrem de bine în practică, acolo unde a fost o apă perfect curată. Astfel prima turbină cu cădere mare $H = 374$ m și $N = 44\,620$ CP, după o funcționare de 33 000 ore s-a aflat în condiții perfecte la demontare în uzina Bitto (Italia).

R. M.

J. DVORAK: **Camere (bazine) de fermentare pentru epurarea apelor reziduale,** (Navrh vyhnivacich komor pro prumyslove odpadni vody), „Voda", nr. 1/1956.

In Cehoslovacia au dat bune rezultate bazinele de fermentare anaerobă a nămolului, reprezentate schematic în fig. 1.

Grupul de epurare se compune dintr-o baterie de camere de fermentare *7* în forma ușor conică, cu deschiderea mai mare în partea superioară și prevăzute cu fundul *9* în panta pronunțată înspre colectorul de nămol *6*. Camerele se închid cu acoperișurile *21* prevăzute cu gurile de vizitare *22* și de luarea probelor *23* și cu orificiile de control *24* pentru introducerea electrozilor de măsură și a termometrelor. Prin acoperișul camerelor sînt introduse de asemenea și conductele *25* pentru evacuarea gazelor rezultate din fermentarea anerobă a nămolului; conductele sînt racordate la conducta de gaze principală *26*.

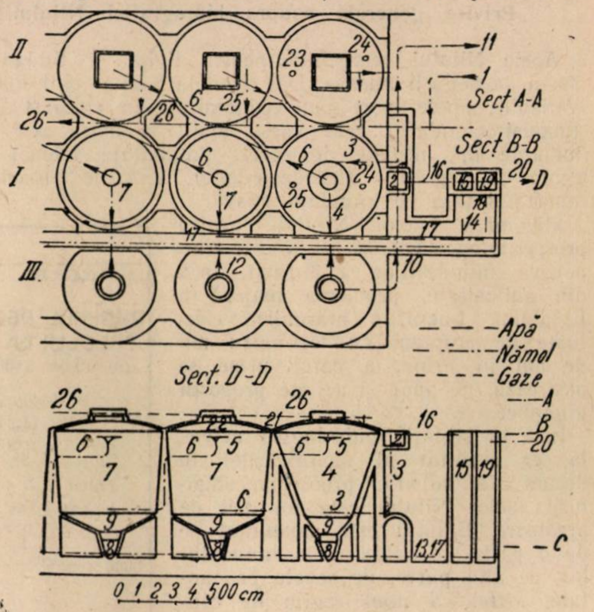


Fig. 1.

Legătura între camere se face prin țevile *6*, iar recipienții de nămol *8* sînt prevăzuți cu dispozitive de închidere reglabile, montate pe ștuțurile *12* racordate la conductele de nămol *17* și *13*. In scopul recirculației, conductele de nămol din toate camerele cu excepția bazinelor *1* și *2*, sînt dirijate în puțul *15*. Evacuarea nămolului din camerele *1* și *2* se face separat, și anume: fie în puțul *15*, în vederea recirculației, fie prin conducta *18* în puțul *19* și apoi din acesta, cu ajutorul pompelor și al conductei *20* pe patul de nămol.

Puțurile *15* și *19* sînt prevăzute cu pompele necesare. Apa de nămol recirculată și pompată prin conducta *16* se amestecă în recipientul *2* cu apa reziduală proaspătă (neepurată) alimentată prin conducta *1*.

Epurarea definitivă a apei reziduale, care a trecut prin camerele de fermentare anaerobă descrisă mai sus, se poate face cu ajutorul filtrelor biologice, fie direct în fabrica respectivă, fie în stația comunală de epurare.

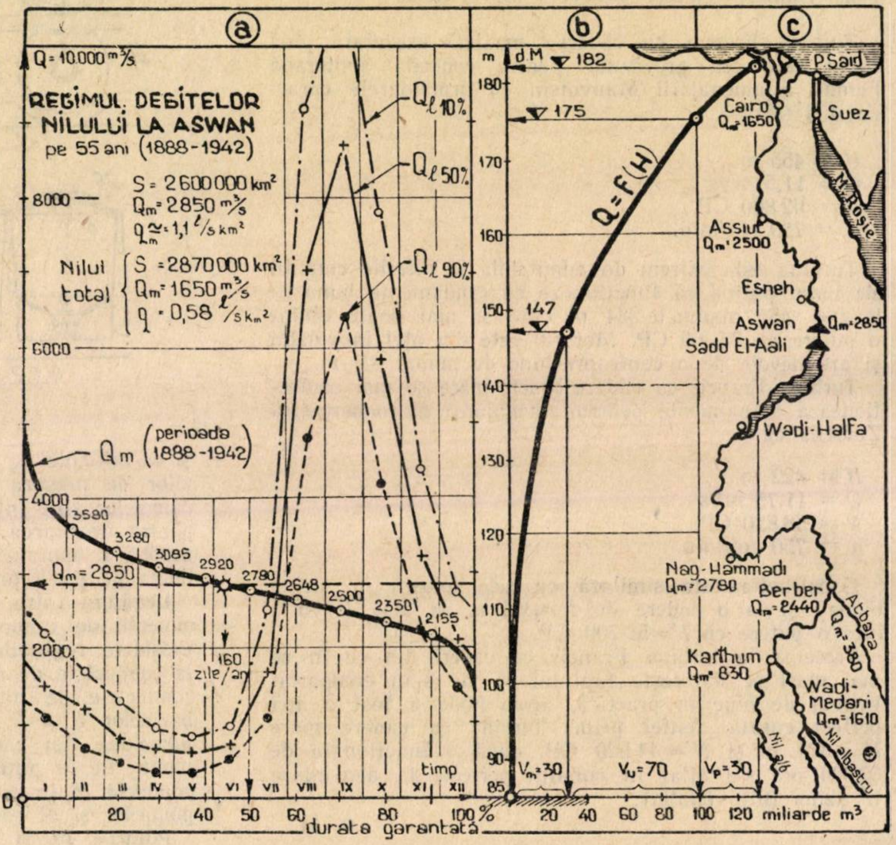
C. V.

NOTE

Barajul şi centrala Sadd El-Aali pe Nil

Privire generală asupra hidrografiei Nilului

Apele Nilului reprezintă pentru Egipt şi Sudan o sursă de bogăţii imense. Dar debitele Nilului sînt foarte variabile, apele mari fiind concentrate în circa 3 luni (august-octombrie) care varsă inutil în mare zeci de miliarde m³, urmate de secete pronunţate tocmai în epoca de vegetaţie (februarie-iulie). Viiturile periodice ameninţă ţara cu inundaţii grave.



Stăpînirea apelor Nilului pentru prosperitatea ţării şi siguranţa împotriva inundaţiilor a format, încă din antichitate, problema majoră a Egiptului. Lucrările hidraulice efectuate de egipteni cu trei-patru mii de ani în urmă, a căror urme se păstrează, ne apar şi azi de proporţii gigantice.

Însă în situaţia hidrologică actuală, ca rezultat al modificărilor în decurs de milenii, problema stăpînirii apelor Nilului este tot atît de arzătoare. Egiptul este ameninţat pe de o parte de catastrofele inundaţiilor, de altă parte, de secete pronunţate, astfel că noul regim de conducere a pus în studiu mari lucrări, cu triplul scop:

— de a majora esenţial suprafeţele agricole şi a ridica productivitatea prin hidroameliorații pe întinderi de milioane de hectare, pentru a se asigura hrana populaţiei crescînde;

— de a elimina pericolul inundaţiilor;

— de a susţine dezvoltarea industrială prin asigurarea energiei hidroelectrice ieftine.

Pentru atingerea acestor scopuri este necesară compensarea debitelor Nilului prin lacuri acumulatoare cu retenţie supraanuală. Bazinul de retenţie al Nilului, la vărsarea în mare, de $S = 2\,870\,000$ km² dă un debit mijlociu $Qm = 1650$ m³/s (stoc anual 52 miliarde m³) excepţional de mic ($q = 0{,}58$ litri pe secundă şi km²) însă situaţia hidrologică cu 1 100 km mai amonte, adică la Aswan, este mai favorabilă unde la $S = 2\,600\,000$ km², $Q_m = 2850$ m³/s şi $q = 1{,}1$ l/s şi km² (fig. *a* şi *c*). Nilul superior la Karthum cu $Q_m = 2440$ m³/s este format 66% de Nilul albastru şi 34% de Nilul alb, alimentat de lacurile Victoria, Kioga, Albert, Rudolf, Tanganica.

La Aswan, Nilul transportă în medie 110 mil. t/an depozite solide (81% suspensie şi 19% tîrîte pe fund) şi s-a calculat că în viitorul lac se vor depune în mijlociu 90 milioane t/an (60 mil.m³/an). Evaporaţia în viitorul lac Sadd El-Aali s-a estimat la 9—10 miliarde m³/an.

Problema compensării prin retenţiuni.

După cum se vede din diagrama figurii (a), compensarea anuală, care să asigure debitul la Aswan de $Q_m = 2850$ m³/s constant, pretinde crearea unei retenţii utile de:

$R = 35{,}8$ miliarde m³ anul mijlociu (perioada 1888—1942);

$R_{10}\% = 26{,}3$ în anul ploios cu asigurarea 10% (odată în 10 ani);

$R_{90}\% = 47{,}3$ în anul secetos 1/10 ani.

În ani cu frecvenţe mai rare 1/1000 şi 1/10 000 cum se calculează în hidrotehnică, retenţiile minime şi maxime variază în limite mai largi de 20—70 miliarde m³. Însă faţă de importanţa hidroenergetică şi hidroameliorativă a Nilului trebuie create retenţii poli-anuale, de foarte lungă durată, de ordinul a peste 200 miliarde m³.

Guvernul egiptean intenţionează a crea acumularea necesară în mai multe etape de lungă durată, prin baraje şi lacuri acumulatoare: întîi la Sadd El-Aali (imediat amonte de vechiul baraj Aswan), apoi ulterior prin retenţii pe lacurile Victoria, Kioga, Albert şi Tana, de a căror capacitate de acumulare ar beneficia atît Egiptul cît şi Sudanul.

Prima amenajare, adică cea de la „Sadd El-Aali" se va realiza printr-un baraj care va ridica nivelul apelor cu 97 m., avînd [după diagrama din figura (b)] un volum util de $V_u = 70$ miliarde m³, un volum mort $V_m = 30$ şi un volum împotriva viiturilor de $V_p = 30$, deci volumul brut total va fi de 130 miliarde m³. Lungimea lacului este de 480 km.

Barajul şi centrala Sadd El-Aali

Amplasamentul barajului nu este definitiv fixat, în această fază de studiu fiind în cercetare mai multe profile între km 6,5 şi 30 amonte de vechiul baraj Aswan. In varianta la km 6,5 se prevede construirea unui baraj de 5000 m lungime, de 110 m înălţime, cu creasta la 190 m dM (8 m peste nivelul maxim static). Tipul barajului nu este definitivat, deoarece adîncimea granitului (variind între 60—120 m. sub talveg) este în cercetare. In studiu se găseşte şi tipul de anrocamente, care necesită un cubaj de 42 milioane m³ anrocamente (brutto 2857 şi netto 1667 m³ apă la 1 m³ de anrocamente), apoi derocări 17 milioane m³, tolă de oţel pentru masca amonte 34 000 tone plus un sîrbure de argilă.

Galeriile de fund şi ocolire constau din 7 bucăţi a 2100 ml şi ø 16,6 m. Ecranul de injecţii va fi de 130 m adîncime sub talveg unde se găseşte abia granitul etanş.

Centrala va fi alimentată de alte 4 galerii, fiecare de cîte 15 000 m l şi ø 14,2 m. Numărul final al agregatelor se prevede a fi de 16, cu turbine Francis şi alternatoare de cîte 85 000 kW fiecare. Puterea instalată totalizează $P_i = 1\,360\,000$ kW, la căderi variabile $H_{min} = 40$ şi $H_{max} = 80$ m. Producţia în anul normal va fi de $E = 8{,}2$ miliarde kWh/an, la $T = E/P_i = 6029$ ore/an. Durata construcţiei se estimează a fi de 9 ani. De altfel la barajul existent Aswan, echiparea centralei este abia în curs şi va fi terminată în 1959 cu 350 000 kW şi 1,0 miliarde kWh/an.

Consideraţii economice

Investiţiile totale în baraj şi centrală sînt estimate în faza de Memoriu Tehnic Economic la 101 milioane lire egiptene (din care echipamentele reprezintă 16%). Pentru irigaţii, staţii de pompe, despăgubiri, apoi, linii electrice de transport spre Cairo (110 km) şi diverse alte cheltuieli conexe, sînt estimate alte 79 milioane lire egiptene. Investiţia totală inclusiv lucrările conexe va fi de 180 milioane lire egiptene.

Preţul de cost al energiei revine la centrală la 0,0005 şi transportat la Cairo la 0,002 lire/kWh.

Prin compensarea debitelor, realizată de acest lac grandios, se asigură o rezervă utilă de apă pentru irigaţie de 60 miliarde m³, care permite extinderea suprafeţelor irigate la totalul de 7,5 milioane hectare. In plus se va ridica producţia fabricii de nitraţi de amoniac la 500 000 t/an.

Din expunerea de mai sus rezultă că Republica Egiptului este în măsură să realizeze un baraj care la ora actuală ar avea cea mai mare acumulare artificială pe glob şi o centrală de mare capacitate. Pe hidrotehnicienii romîni îi va interesa această lucrare, deoarece şi la noi se pregăteşte o primă lucrare uriaşă la „Porţile de Fier" a cărei putere instalată va fi de 1,6 ori mai mare ca cea de la Saad El-Aali.

Prof. dr. ing. **Dorin Pavel**

INDEX ALFABETIC

A

Arvanitopol N., Caraiani L. şi *Mîndru R.*: Calculul infiltraţiei prin digul de pămînt omogen cu baza impermeabilă şi permeabilă, nr. 2, pag. 101.

B

Bally R. J. şi *Zaharescu E.*: Aplicarea principiului stării limită în cazul masivelor de pămînt, nr. 2, pag. 96.

Botea E. şi *Cuniţescu-Jianu Gh.*: Asupra metodei pentru determinarea sensibilităţii la înmuierea loessului, nr. 4, pag. 209.

Brodfeld B. şi *Prişcu R.*: Aspecte ale problemei conductelor de beton armat pe mediu elastic, nr. 4, pag. 221.

C

Caraiani L., Arvanitopol N. şi *Mîndru R.*: Calculul filtraţiei prin digul de pămînt omogen cu baza impermeabilă şi permeabilă, nr. 2, pag. 101.

Cioc D.: Calculul distanţelor de protecţie sanitară la captările prin puţuri, nr. 1, pag. 23.

Cioc D. şi *Trofin P.*: Despre calculul distanţei de protecţie sanitară la drenuri pe pat orizontal, nr. 3, pag. 139.

Cosma Gh.: Cu privire la similitudinea în mişcarea filtrantă, nr. 3, pag. 149.

Costa-Foru Gh. şi *Katz S.*: Dimensionarea conductelor de refulare, nr. 2, pag. 114.

Cuniţescu-Jianu Gh. şi *Botea E.*: Asupra metodei pentru determinarea sensibilităţii la înmuiere a loessului, nr. 4, pag. 209.

D

Deciu E. D.: Determinarea diametrului conductei de refulare a staţiilor de pompare, nr. 1, pag. 32.

F

Faibeş O. şi *Wisner P.*: Cercetări asupra hidraulicii galeriilor scurte cu scurgere liberă, nr. 3, pag. 161.

G

Georgescu P. şi *Zarea St.*: Utilizarea izotopilor radioactivi în unele domenii ale hidrotehnicii, nr. 4, pag. 241.

Greceanu N. şi *Stefulescu I.*: Contribuţii cu privire la navigaţia prin braţul Sulina, nr. 3, pag. 135.

H

Haret C.: Indiguirile în Republica Populară Romînă, nr. 3, pag. 171.

I

Iamandi C., Kahan M. şi *Marinescu Gh.*: Studiul hidraulic al unei stavile clapetă articulată într-un prag de fund, nr. 1, pag. 14.

Iamandi C. şi *Kahan M.*: Studiul de laborator al unei prize de apă cu nivel liber, nr. 2, pag. 90.

Iamandi C., Kahan M. şi *Marinescu Gh.*: Studiul hidraulic al racordării biefurilor în cazul unui baraj de joasă cădere, nr. 3, pag. 151.

Ionescu D. S.: Folosirea prefabricatelor de beton şi beton armat la construcţiile hidrotehnice din hidroameliorații, nr. 2, pag. 108.

J

Juster E. şi *Nissim A.*: In legătură cu alegerea tipului de beton pentru construcţiile masive hidrotehnice, nr. 1, pag. 40.

K

Kahan M., Marinescu Gh. și *Iamandi C.*: Studiul hidraulic al unei stavile-clapetă articulată într-un prag de fund, nr. 1, pag. 14.

Kahan M.: Bilanțul energetic al mișcării în suspensie a aluviunilor, nr. 1, pag. 35.

Kahan M. și *Iamandi C.*: Studiul de laborator al unei prize de apă cu nivel liber ,nr. 2, pag. 90.

Kahan M., Iamandi C. și *Marinescu Gh.*: Studiul hidraulic al racordării biefurilor în cazul unui baraj de joasă cădere, nr. 3, pag. 151.

Katz S. și *Costa-Foru Gh.*: Dimensionarea conductelor de refulare, nr. 2, pag. 114.

L

Lateș M.: Laboratoarele hidrotehnice franceze, nr. 2, pag. 122.

M

Marinescu Gh., Kahan M. și *Iamandi C.*: Studiul hidraulic al unei stavile-clapetă articulată într-un prag de fund, nr. 1, pag. 14.

Marinescu Gh., Kahan M. și *Iamandi C.*: Studiul hidraulic al racordării biefurilor în cazul unui baraj de joasă cădere, nr. 3, pag. 151.

Mateescu C.: Cu ocazia aniversării a 75 de ani de la înființarea învățămîntului tehnic superior în Romînia, nr. 4, pag. 193.

Melzer A.: Problemele mișcării apei subterane în legătură cu dimensionarea captărilor de apă, nr. 1, pag. 7.

Melzer A.: Considerații pe marginea rezultatelor unor măsurători la un dren de captare în exploatare, nr. 2, pag. 84.

Mîndru R., Arvanitopol N. și *Caraiani L.*: Calculul infiltrației prin digul de pămînt omogen cu baza impermeabilă și permeabilă, nr. 2, pag. 101.

N

Nissim A. și *Juster E.*: In legătură cu alegerea tipului de beton pentru construcțiile masive hidrotehnice, nr. 1, pag. 40.

O

Oancea T. și *Zaharia St.*: Adaptarea aparatului tip Hele-Shaw pentru studiul experimental al mișcărilor rotaționale, nr. 3, pag. 176.

P

Pavel D.: Uzine fluviale de vîrf sau de bază, nr. 1, pag. 2.

Pavel D.: Indicii tehnico-economici hidroenergetici, nr. 2, pag. 78.

Pavel D.: Contribuție la dimensionarea turbinelor cu suprapresiune, nr. 3, pag. 129.

Pavel D.: Calculul grafic-analitic al atenuării viiturilor, nr. 4, pag. 198.

Pop R. A.: Imbunătățirea tratării aspectului economic al proceselor de proiectare, nr. 4, pag. 203.

Popescu M. M.: Apa potabilă în lunca Borcei, nr. 2, pag. 119.

Prișcu R. și *Brodfeld B.*: Aspecte ale problemei conductelor de beton armat pe mediu elastic, nr. 4, pag. 221.

S

Schidu E.: Hidromecanizarea, metoda de executare a lucrărilor hidrotehnice de terasamente în amenajări stuficole și piscicole din Delta Dunării, nr. 3, pag. 179.

Solomon S.: Modelarea hidraulică a debitului solid, nr. 4, pag. 229.

Spătaru A.: Incercarea pe model a porturilor, nr. 3, pag. 155.

Ștefulescu I. și *Greceanu N.*: Contribuții cu privire la navigația prin brațul Sulina, nr. 3, pag. 135.

T

Trofin P.: Calculul distanțelor de protecție sanitară la captările cu puțuri alimentate prin infiltrație din rîu, nr. 2, pag. 78.

Trofin P. și *Cioc D.*: Despre calculul distanței de protecție sanitară la drenuri pe pat orizontal, nr. 3, pag. 139.

V, W

Vladimirescu I.: Considerații pentru amenajarea complexă a Deltei Dunării, nr. 3, pag. 141.

Vladimirescu I.: Centralele hidroelectrice fracționate în legătură cu viitoarele amenajări pe Dunăre, nr. 4, pag. 215.

Wisner P. și *Faibeș O.*: Cercetări asupra hidraulicii galeriilor scurte cu scurgere liberă, nr. 3, pag. 161.

Z

Zaharescu E. și *Bally R. J.*: Aplicarea principiului stării limită în cazul masivelor de pămînt, nr. 2, pag. 96.

Zarea St. și *Oancea T.*: Adaptarea aparatului tip Hele-Shaw pentru studiul experimental al mișcărilor rotaționale, nr. 3, pag. 176.

Zarea St. și *Georgescu P.*: Utilizarea izotopilor radioactivi în unele domenii ale hidrotehnicii, nr. 4, pag. 241.

Cronică

Lateș M.: Consfătuirea Academiei de Științe a Uniunii Sovietice în problema modelării cursurilor de apă ,nr. 1, pag. 55.

Mateescu C.: Congresul hidrografic de la Budapesta, 1955, nr. 1, pag. 45.

Mateescu C.: A 5-a Conferință mondială a energiei, nr. 3, pag. 190.

Steopoe A.: Conferința internațională de hidrobeton, Praga 22—25.XI.1955, nr. 1, pag. 49.

Steopoe A.: Unele probleme privitoare la adaosurile și agregatele pentru hidrobetoane, nr. 1, pag. 52.

Documentare

Nr. 1, pag. 55; nr. 2, pag. 127; nr. 3, pag. 182; nr. 4, pag. 247.

Note

Pavel D.: Barajul și centrala Sadd El-Aali pe Nil, nr. 4, pag. 254.

Recenzii

Nr. 1, pag. 62; nr. 2, pag. 126; nr. 3, pag. 188.

Ocazionale

* * * : Cuvînt înainte, nr. 1, pag. 1.

* * * : Ședința de lucru a Biroului Consiliului Central A.S.I.T. cu președinții și secretarii filialelor, nr. 1, pag. 64.

I. P. 2, c. 3019

Országos Műszaki Könyvtár TULAJDONA

Reamintim abonaţilor noştri necesitatea reînnoirii din timp a abonamentelor pe anul 1957 la PUBLICAŢIILE TEHNICE DE SPECIALITATE, *editate de A.S.I.T.*

Costul unui abonament individual lei 30.—

Pentru bibliotecile întreprinderilor, cabinete tehnice, institute de învăţămînt etc., costul este de lei 96.— anual. Plata prin cont virament nr. 071012 B.R.P.R. Filiala I. V. Stalin, Bucureşti.

Abonamentele se primesc la sediul Consiliului Central A.S.I.T. Serv. de Difuzare al Publicaţiilor, Bucureşti, Calea Victoriei nr 118, tel. 4.06.24, la sediile filialelor şi subfilialelor A.S.I.T. din întreaga ţară, precum şi prin responsabilii cu presa din cercurile A.S.I.T.

Intreprinderea Poligrafică nr. 2 — Str. Brezoianu 23—25 — Bucureşti. c. 3019 Lei 5